



**ANTÓNIO JOAQUIM FERNANDES RAMALHO**

Licenciado Ciências da Engenharia Civil

**Modelação Numérica do Efeito Catenário em  
Vigas de Betão Armado**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil–Perfil Estruturas

Orientador: Prof. Eduardo Cavaco  
Co-Orientador: Prof. Corneliu Cimasu

**Maio 2018**



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

*Copyright* António Ramalho, FCT/UNL e UNL.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

# Agradecimentos

A presente tese de mestrado, sendo um trabalho individual, como trabalho de fim de curso, é o corolário de um percurso académico, desenvolvido ao longo de anos, que contou com o apoio e contributo empenhado de todo o corpo docente que me proporcionou a formação e transmitiu o saber necessário para chegar aqui.

Sem aqueles contributos, e o apoio de todos, este trabalho não seria possível.

Por isso, a todos os que de alguma forma contribuíram para este resultado presto a minha homenagem e reconhecido tributo.

Aos Professores Doutores Eduardo Cavaco e Corneliu Cismasiu, que, como professores da área temática e orientador e co-orientador da preparação da dissertação, respectivamente, tiveram uma contribuição decisiva, um agradecimento especial, pelo apoio amigo e grande disponibilidade para partilhar o seu saber e pela orientação técnica do trabalho.

Ao pessoal não docente do Departamento, que com a sua dedicação e profissionalismo assegura diariamente as condições adequadas ao normal funcionamento da academia, o meu agradecimento pelo apoio prestado, com especial destaque para a Carla, a quem, para além do apoio profissional competente, tenho que agradecer a generosa amizade, e o estímulo intelectual e emocional sempre disponível.

Aos amigos de sempre e àqueles que fui agregando neste caminho, um forte abraço.

Por fim, aos meus pais e irmão, um agradecimento muito especial, pelo forte apoio e incentivo, desde sempre disponibilizado, e especialmente nesta etapa da minha vida.

# Resumo

A resistência ao colapso progressivo é cada vez mais uma exigência nos edifícios actuais, sobretudo nos de classe de importância elevada, devido à ocorrência de eventos extremos, de origem humana ou natural, que podem por em causa a sua integridade estrutural, com graves consequências sociais e económicas.

Na presente dissertação é efectuada uma breve síntese de situações onde ocorreu o colapso progressivo, e é apresentado o método dos caminhos alternativos de carga para avaliar a resistência ao colapso progressivo. Foram efectuadas simulações numéricas para um sistema estrutural, quando é removido um pilar central, e posteriormente compararam-se os resultados obtidos com os do ensaio experimental com as mesmas características, previamente realizado e que se encontrava disponível. Através da simulação numérica do sistema estrutural é possível observar diferentes comportamentos: a acção de flexão, a acção de compressão em arco (CAA) e o efeito catenário (CA). Pela análise de resultados, conclui-se que a resistência das estruturas ao colapso é significativamente aumentada, pelos efeitos da acção de compressão em arco (CAA) e pela acção catenária (CA), quando somente comparada com a acção de flexão.

A simulação numérica da viga foi modelada com o auxílio do programa de cálculo automático *SeismoStruct*, que permite ter em consideração os efeitos de não linearidade geométrica da estrutura e dos materiais.



# Abstract

Resistance to progressive collapse is increasingly a requirement in today's buildings, especially those of high subject class, due to the occurrence of extreme events of human or natural origin.

In the present dissertation is made a brief synthesis of situations where the progressive collapse occurred and, the alternate load path approach is presented to evaluate the resistance to progressive collapse of reinforced concrete. Numerical simulations were performed for a structural system, under a middle column removed scenario, and later the results obtained were compared with the experimental test results with the same characteristics, previously performed. Through the numerical simulation of the structural system, it is possible to observe different behaviors: the flexural action, the compressive arch action (CAA) and the catenary effect (AC). Through the analysis results, it is concluded that the resistance of the structure to the collapse is significantly increased, due to the compressive arch action (CAA) and catenary action (CA) effects, when compared to the flexural action.

The numerical simulation of the beam was modeled using the *SeismoStruct* automatic calculation software, which allows taking into account the effects of geometric nonlinearity of the structure and materials.

# Índice de texto

Agradecimentos.....	II
Resumo.....	III
Abstract .....	IV
Índice de figuras .....	VIII
Índice de tabelas .....	XIII
Simbologia .....	XIV
Abreviaturas .....	XIV
Letras maiúsculas latinas .....	XIV
Letras minúsculas latinas .....	XV
Letras minúsculas gregas .....	XV
Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1. Enquadramento do tema.....	1
1.2. Objectivos da dissertação .....	2
1.3. Estruturação da dissertação .....	2
Capítulo 2 - Estado da Arte .....	4
2.1. Aspectos gerais.....	4
2.2. Colapso Progressivo .....	4
2.3. Exemplos de Colapso Progressivo .....	6
2.3.1. Ronan Point .....	7
2.3.1.1. Enquadramento geral.....	7
2.3.1.2. Descrição do Sistema Estrutural.....	7
2.3.1.3. Origens e causas do colapso .....	8
2.3.1.4. Consequências nas Normas .....	9
2.3.2. Khobar Towers .....	9
2.3.3. Alfred Paul Murrah .....	11

2.3.3.1 Enquadramento Geral.....	11
2.3.3.2. Descrição do Sistema Estrutural.....	11
2.3.3.3. Origens e Causas do Colapso .....	12
2.3.3.4. Consequências nas Normas .....	13
2.3.4. Skyline Plaza .....	14
2.3.4.1. Enquadramento Geral.....	14
2.3.4.2. Descrição do Sistema Estrutural.....	15
2.3.4.3. Origens e Causas do Colapso .....	15
2.3.4.4. Consequências nas Normas .....	17
2.3.5. Colapso de um Edifício em Sesimbra .....	17
2.4. Prevenção contra o Colapso Progressivo .....	18
2.4.1. Considerações gerais .....	18
2.4.1.1-Continuidade .....	20
2.4.1.2-Ductilidade .....	21
2.4.1.3-Redundância.....	22
2.4.2. Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA) .....	23
2.4.2.1 Análise Estática Linear.....	24
2.4.2.2-Análise Estática Não Linear.....	26
2.4.2.3-Análise Dinâmica Linear .....	26
2.4.2.4-Análise Dinâmica Não Linear .....	26
2.5. Formulação Teórica e Modelos Analíticos .....	27
2.5.1- O Modelo analítico.....	27
2.5.1.1-Premissas do modelo.....	28
2.5.1.2-Modelo analítico para o cálculo da capacidade de carga do CAA.....	30
2.5.1.3-Modelo analítico para o cálculo da capacidade de carga do CA.....	32
Capítulo 3 - Ensaio Experimental .....	34
3.1. Introdução .....	34
3.2. Objectivo do Ensaio .....	35

3.3. Descrição e Características das Vigas.....	35
3.3.1. Pormenorizações das vigas.....	35
3.3.2. Propriedades dos materiais.....	37
3.4. Procedimento do Ensaio Experimental .....	39
3.5. Resultados do Ensaio Experimental .....	42
3.5.1-Resultados estruturais .....	42
3.5.2-Resultados experimentais para a secção de meio vão .....	46
3.3.2.1-Resultados experimentais para os varões de aço.....	48
Capítulo 4 - Caso de Estudo .....	50
4.1. Modelo numérico .....	50
4.1.1. Calibração dos materiais .....	50
4.2. Metodologia .....	54
4.3. Resultados .....	56
4.3.1. Modelo Rígido.....	56
4.3.1.1. Curvas de Capacidade .....	57
4.3.1.2. Esforços axiais dos elementos constituintes da estrutura .....	61
4.3.2. Modelo Semi-rígido .....	66
4.3.2.1. Curvas de Capacidade .....	66
4.3.2.2. Esforços axiais dos elementos constituintes da estrutura .....	72
4.3.3. Análise e Comparação de Resultados dos Modelos Rígido e Semi-rígido .....	77
4.3.4. Análise da solução ótima e comparação com os resultados experimentais.....	81
Capítulo 5 - Conclusões e Trabalhos Futuros.....	87
Bibliografia.....	88

# Índice de figuras

Figura 2.1 - Colapso progressivo de parte do Edifício Ronan Point – Fonte: (Pearson and Delatte, 2005).....	8
Figura 2.2 - Khobar Towers após o atentado bombista – Fonte: (Crawford, 2002).....	10
Figura 2.3 - Linhas de ruptura das paredes internas – Fonte: (Laranjeiras, 2011) .....	11
Figura 2.4 - Planta do edifício Murrah – Fonte: (Corley et al., 1998).....	12
Figura 2.5 - Fachada norte do edifício <i>Nine-Story</i> – Fonte: (Corley et al., 1998).....	13
Figura 2.6 - Edifício Skyline Plaza após o colapso – Fonte: (Schellhammer et al., 2012) .....	14
Figura 2.7 - Fases de betonagem na fachada norte – Fonte: (Leyendecker and Fattal, 1977) ....	15
Figura 2.8 - Esforços de corte na laje do 23º piso – Fonte: (Leyendecker and Fattal, 1977).....	17
Figura 2.9 - Árvore de Eventos – Fonte: (Cavaco et al., 2013).....	19
Figura 2.10 - Zonas de apoio: a) aparelho de apoio, b) apoio monolítico - Fonte: (Laranjeiras, 2011) .....	21
Figura 2.11 - Comparação do modo de ruptura de um pilar incorrectamente cintado com um pilar correctamente cintado–Fonte:(Laranjeiras, 2011) .....	22
Figura 2.12 - Formas de remoção dos pilares no MCA – Adaptado de (GSA, 2013).....	25
Figura 2.13 - Modelo após a remoção do pilar: a) rígido-plástico b) rígido-elástico – Fonte: adaptado de (Alogla et al., 2017) .....	28
Figura 2.14 - Relação constitutiva dos materiais: a) aço b) betão - Fonte: (Alogla et al., 2017) 29	
Figura 2.15- Distribuição de extensão: (a) $\epsilon_{cu}$ constante e (b) distribuição normal - Fonte: (Alogla et al., 2017) .....	30
Figura 2.16 - Curva de capacidade de carga de uma viga bi-apoiada - Fonte: adaptado de (Alogla et al., 2017) .....	31
Figura 2.17 – Diagrama de corpo livre: a) viga b) ligação a meio vão – Fonte: (Alogla et al., 2017) .....	31
Figura 2.18 - Configuração deformada da estrutura para a carga última - Fonte: (Alogla et al., 2017) .....	33
Figura 3.1 - Sistema estrutural inicial - Fonte: (Yu and Tan, 2012) .....	34

Figura 3.2 - Sistema estrutural após a remoção do pilar - Fonte: adaptado de (Yu and Tan, 2012)	34
Figura 3.3 - Pormenorização do sistema estrutural S1 – Fonte: (Yu and Tan, 2013)	36
Figura 3.4 - Pormenorização do sistema estrutural S2 - Fonte: adaptado de (Yu and Tan, 2013)	36
Figura 3.5 - Relação extensão/deformação para o aço - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	37
Figura 3.6 - Relação extensão/deformação para o betão - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	38
Figura 3.7 - Procedimento experimental - Fonte: adaptado de (Yu and Tan, 2013)	39
Figura 3.8 - Suporte vertical (Yu and Tan, 2013)	40
Figura 3.9 - Suporte horizontal (Yu and Tan 2013)	40
Figura 3.10 - Suporte horizontal - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	40
Figura 3.11 - Restrição Lateral - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	41
Figura 3.12 - Pormenorização dos sensores- Fonte: (Yu and Tan, 2013)	41
Figura 3.13 - Deformada das Vigas S1 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	42
Figura 3.14 - Deformada das Vigas S2 - Fonte:( Yu and Tan, 2013)	42
Figura 3.15 - Curva de capacidade da estrutur - aFonte: (Yu and Tan, 2013)	43
Figura 3.16 - Relação entre reacção horizontal e deslocamento de controlo - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	43
Figura 3.17 - Fendas para a capacidade máxima de carga do CAA - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	45
Figura 3.18 - Fendas para a capacidade máxima de carga da CA - Fonte: (Yu and Tan, 2013).	45
Figura 3.19 - Modo de ruptura para a Viga S1 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	46
Figura 3.20 - Modo de ruptura para a Viga S2- Fonte: (Yu and Tan, 2013)	46
Figura 3.21 - Interacção entre o esforço axial e o momento flector a meio vão e na extremidade das Vigas - S1 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	47
Figura 3.22 - Interacção entre o esforço axial e o momento flector a meio vão e na extremidade das Vigas S2- Fonte: (Yu and Tan, 2013)	47
Figura 3.23 - Diagrama do corpo rígido de elementos sujeitos a acção de compressão em arco - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	48

Figura 3.24 - Localização dos extensómetros (secções LD, LB e meio vão) – adaptado de (Yu and Tan, 2013) .....	49
Figura 3.25 - Relação extensão/deslocamento de controlo para a secção de meio vão – Fonte: (Yu and Tan, 2013) .....	49
Figura 3.26 - Relação extensão/deslocamento de controlo para a secção LB – Fonte: (Yu and Tan, 2013) .....	49
Figura 3.27 - Relação extensão/deslocamento de controlo para a secção LD - Fonte: (Yu and Tan, 2013) .....	49
Figura 4.1 - Comparação de resultados para os ensaios de compressão do betão.....	51
Figura 4.2 - Comparação de resultados para o ensaio de tracção do varão de 10 mm.....	52
Figura 4.3 - Comparação de resultados para o ensaio de tracção do varão de 13 mm.....	52
Figura 4.4 - Modelo numérico da estrutura.....	54
Figura 4.5 - Discretização da secção .....	55
Figura 4.6 - Modelação numérica das vigas S1 com quatro elementos finitos .....	57
Figura 4.7 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 4 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	57
Figura 4.8 - Comparação da curva de capacidade com 4 elementos finitos com a curva experimental.....	58
Figura 4.9 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 6 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	59
Figura 4.10 - Comparação da curva de capacidade com 6 elementos finitos com a curva experimental.....	59
Figura 4.11 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 10 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	60
Figura 4.12 - Comparação da curva de capacidade com 10 elementos finitos com a curva experimental.....	60
Figura 4.13 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=2000 .....	61
Figura 4.14 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=4000 .....	62
Figura 4.15 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para n=6000 .....	62
Figura 4.16 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=2000 .....	63

Figura 4.17 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para $N=4000$ .....	63
Figura 4.18 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para $N=6000$ .....	64
Figura 4.19 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para $N=2000$ .....	64
Figura 4.20 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para $N=4000$ .....	65
Figura 4.21 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para $N=6000$ .....	65
Figura 4.22 - Comparação do esforço axial do elemento (Beam_A) para $n=6000$ com a curva experimental.....	66
Figura 4.23 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 4 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	67
Figura 4.24 - Comparação da curva de capacidade com 4 elementos finitos com a curva experimental.....	67
Figura 4.25 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 6 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	68
Figura 4.26 - Comparação da curva de capacidade com 6 elementos finitos com a curva experimental.....	69
Figura 4.27 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 10 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	69
Figura 4.28 - Comparação da curva de capacidade com 10 elementos finitos com a curva experimental.....	70
Figura 4.29 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 20 elementos para os diferentes passos de deslocamento .....	71
Figura 4.30 - Comparação da curva de capacidade com 20 elementos finitos com a curva experimental.....	71
Figura 4.31 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para $N=2000$ .....	72
Figura 4.32 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para $N=4000$ .....	72
Figura 4.33 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para $N=6000$ .....	73
Figura 4.34 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para $N=2000$ .....	73
Figura 4.35 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para $N=4000$ .....	74
Figura 4.36 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para $N=6000$ .....	74
Figura 4.37 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para $N=2000$ .....	75



Figura 4.38 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para $N=4000$ .....	75
Figura 4.39 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos $N=6000$ .....	76
Figura 4.40 - Comparação do esforço axial do elemento (Beam_A) para $n=6000$ , da estrutura composta por 6 elementos finitos, com a curva experimental .....	76
Figura 4.41 - Comparação das curvas de capacidade com 6 elementos finitos com a curva experimental .....	77
Figura 4.42 - Comparação da curva de capacidade do modelo semi-rígido com 20 elementos .	78
Figura 4.43 - Comparação dos esforços axiais dos modelos com 6 elementos finitos com a curva experimental .....	79
Figura 4.44 - Comparação dos esforços axiais do modelo semi-rígido com 6 elementos com flexibilidade axial com a curva experimental .....	80
Figura 4.45 - Comparação das curvas de capacidade do modelo Semi-rígido com flexibilidade axial com a experimental .....	80
Figura 4.46 - Comparação da curva de capacidade com a curva experimental .....	81
Figura 4.47 - Comparação do esforço axial do elemento (Beam_A) com a curva experimental .	82
Figura 4.48-Armaduras referentes ao Ensaio Experimental .....	83
Figura 4.49-Armaduras referentes à Modelação Numérica .....	83
Figura 4.50 - Comparação das extensões das armaduras inferiores na secção LD .....	83
Figura 4.51 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção LD .....	84
Figura 4.52 - Comparação das extensões das armaduras inferiores na secção LB .....	85
Figura 4.53 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção LB .....	85
Figura 4.54 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção a meio vão .....	86
Figura 4.55 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção a meio vão .....	86

## Índice de tabelas

Tabela 3.1- Propriedades geométricas dos Elementos Estruturais - Fonte: (Yu and Tan, 2013)	36
Tabela 3.2 - Propriedades do aço e betão – Fonte: (Yu and Tan, 2013) .....	38
Tabela 3.3 - Forças máximas e respectivos deslocamentos a meio vão .....	44
Tabela 4.1 - Parâmetros considerados na modelação do betão .....	51
Tabela 4.2 - Parâmetros considerados na modelação do varão de aço de 13 mm.....	53
Tabela 4.3 - Parâmetros considerados na modelação do varão de aço de 10 mm.....	53
Tabela 4.4 - Parâmetros considerados na modelação dos varões de aço.....	54
Tabela 4.5 - Valores críticos .....	82

# Simbologia

## Abreviaturas

ACI	- American Concrete Institute
ALP	- Caminho Alternativo de Carga
ASCE	- American Society of Civil Engineers
CA	- Acção catenária
CAA	- Acção de compressão em arco
DoD	- Department of Defense (United States of America)
FA	- Acção de Flexão
FCT	- Faculdade de Ciências e Tecnologias
GSA	General Services Administration
MCCA	Método dos Caminhos de Carga Alternativos
MRLE	- Método da Resistência Local Específica
NIST	- National Institute of Standards and Technology

## Letras maiúsculas latinas

$A_s$	- Área de secção de armadura
$E_c$	- Módulo de Elasticidade do betão
$E_s$	- Módulo de Elasticidade do aço
L	- Vão

$N$	- Esforço Axial
$N_e$	- Esforço Axial no final da Viga
$N_m$	- Esforço Axial na ligação a meio vão
$M_e$	- Momento Flector no final da viga
$M_m$	- Momento Flector na ligação a meio vão
$P$	- Carga Aplicada
$V$	- Esforço Transverso
$V_e$	- Esforço Transverso na ligação no final da viga
$V_e$	- Esforço Transverso na ligação a meio vão

### **Letras minúsculas latinas**

$f_c$	- Tensão de compressão do betão
$f_{ct}$	- Tensão à tracção do betão
$f_u$	- Tensão última do aço à tracção
$f_y$	- Tensão de cedência do aço
$k$	- Rigidez da ligação
$x_{cr}^+$	- Extensão adimensional de tracção
$x_{cr}^-$	- Extensão adimensional de compressão

### **Letras minúsculas gregas**

$\theta$	Ângulo
$\delta$	- Deslocamento
$\epsilon_c$	- Extensão do betão à compressão
$\epsilon_{cu}$	- Extensão última do betão
$\epsilon_s$	- Extensão do aço
$\epsilon_{ct}$	- Extensão do betão à tracção

$\gamma_c$  - Peso volúmico do betão

# Capítulo 1 - Introdução

## 1.1. Enquadramento do tema

O estudo do colapso progressivo começou a ganhar relevância, e a ser aprofundado, após o acidente ocorrido em Londres, no edifício em Ronan Point em 1968. Após este evento, foram revistas as orientações normativas, com o intuito de emitir recomendações que visavam minimizar os danos de uma determinada estrutura, quando esta é sujeita a esforços anormais provocados por eventos acidentais.

De acordo com o ASCE (American Society of Civil Engineers, 1994), o colapso progressivo é a propagação de um determinado dano num elemento estrutural a outros elementos da estrutura, podendo ocorrer apenas o colapso parcial, ou o colapso total da mesma. Ou seja, quando um elemento estrutural perde a sua capacidade resistente, existe uma reacção em cadeia, afectando os restantes elementos da estrutura.

A prevenção de um cenário como o descrito anteriormente inicia-se na fase de projecto. As estruturas devem ser dimensionadas, de modo a que um determinado dano local não afecte a integridade total da mesma.

Foram então definidas implementadas novas normas de segurança, pelas agências de defesa Norte-Americanas, tais como (GSA, 2003)(*“General Services Administration”*) e (DoD, 2009)(*“Department of Defense”*), de modo a prevenir o colapso progressivo. Para isso, as estruturas devem apresentar uma robustez tal que, quando um elemento perde a sua capacidade resistente, os esforços presentes na estrutura encontrem um caminho alternativo. O principal método de dimensionamento de estruturas de prevenção contra o colapso progressivo, usualmente empregue e abordado na presente dissertação, é denominado o Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA), que se baseia na capacidade estrutural de redistribuição dos esforços pelos seus elementos. Esta abordagem de dimensionamento de estruturas é uma das abordagens directas recomendadas pela ASCE 7 (*“American Society of Civil Engineers”*).

Deste modo, o projectista, ao dimensionar uma determinada estrutura, deve ter em consideração o colapso progressivo e a possibilidade da sua ocorrência. Para isso, deve, então, em projecto, de forma alternada, suprimir elementos estruturais, tais como vigas e pilares, garantindo que a estrutura na sua globalidade não será significativamente afectada, quando ocorram acções acidentais.

## **1.2. Objectivos da dissertação**

O presente trabalho tem como objecto principal analisar o comportamento de uma viga de betão armado, apoiada nas extremidades e a meio vão, quando o último apoio (pilar) é removido e, posteriormente, determinar numericamente a carga de colapso da estrutura, e também os diferentes tipos de comportamento que esta apresentará. Os resultados obtidos, na simulação, são validados, por comparação, com os resultados obtidos através de um ensaio experimental, previamente executado.

O método utilizado para o cálculo da carga de colapso tem por base a análise incremental, impondo um determinado deslocamento previamente definido.

Para ilustrar a importância do tema abordado, foi efectuada uma recolha bibliográfica de algumas situações onde ocorreu o colapso de edifícios, por colapso progressivo. Esses exemplos serão apresentados, neste trabalho, de forma pormenorizada.

Deste modo, os objectivos gerais do presente estudo são os seguintes:

- Apresentação e estudo dos conceitos inerentes ao objecto o trabalho;
- Demonstração de alguns exemplos onde ocorreu o colapso progressivo;
- Descrição das normas de prevenção contra o colapso progressivo;
- Validação do modelo numérico através da análise comparativa dos resultados obtidos nos modelos de simulação realizados, com os do ensaio experimental descrito neste trabalho.

## **1.3. Estruturação da dissertação**

A presente dissertação encontra-se estruturada em 5 capítulos distintos, incluindo a presente introdução e a conclusão.

No capítulo 1, “Introdução”, efectua-se o enquadramento do tema em estudo, estão referidos os objectivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, “Estado de Arte”, faz-se a revisão da literatura sobre o tema. Neste capítulo, é aprofundado o conceito de Colapso Progressivo e são apresentados alguns exemplos mais relevantes referentes ao tema. É, também, descrito o Método directo, nomeadamente o Método dos Caminhos de Carga Alternativos, e é apresentada a formulação teórica e analítica.

No capítulo 3, “Ensaio experimental e Modelação Numérica do caso de estudo”, descreve-se, de forma detalhada, o Ensaio Experimental de referência, a Modelação Numérica realizada e os respectivos resultados obtidos.

No capítulo 4, “Caso de Estudo”, é apresentado o software utilizado para a modelação da estrutura, a metodologia de cálculo e os vários modelos definidos e utilizados no estudo, como a discussão dos resultados obtidos;

No capítulo 5, “Conclusões”, faz-se uma breve revisão do trabalho efectuado e são apresentadas as principais conclusões obtidas na análise dos resultados, assim como propostas de trabalhos futuros para o desenvolvimento e aprofundamento do tema.

No final apresentam-se as referências bibliográficas.



# Capítulo 2 - Estado da Arte

## 2.1.Aspectos gerais

Da falha/colapso de uma estrutura, submetida a um determinado dano accidental e imprevisto, podem decorrer grandes implicações económicas e graves consequências a nível social. Embora estes danos accidentais, e consequentemente colapso progressivo, sejam eventos com baixa probabilidade de ocorrência e de risco de difícil quantificação, bem como o respectivo resultado esperado (Kozlova, 2013), as suas consequências, quando se verificam, demonstram que é extremamente importante que esta eventualidade seja considerada na fase de projecto.

No ponto seguinte apresenta-se uma abordagem aprofundada sobre o conceito de Colapso Progressivo. Posteriormente, é feito o ponto de situação, no que diz respeito às normas existentes e recomendadas, a nível europeu e internacional.

## 2.2.Colapso Progressivo

O colapso progressivo pode ser caracterizado como o colapso total, ou de grande parte de uma determinada estrutura, devido à ruptura/perda de resistência de um elemento estrutural, tais como vigas ou pilares. O (GSA, 2003)(“*General Services Administration*”) define este fenómeno como um dano local, num elemento primário da estrutura, que se propaga aos elementos adjacentes, levando, também, à perda da sua capacidade resistente o que, por sua vez, provoca o colapso da estrutura. Este normativo, introduz, também, um parâmetro denominado como “grau de progressão”, que pode ser definido como o rácio entre o volume ou área da região colapsada e o volume ou área da estrutura global. O colapso progressivo caracteriza-se, também, pela desproporcionalidade entre o evento desencadeador e o colapso ocorrido (Li et al., 2011).

Ao dimensionar-se uma estrutura, pretende-se que esta responda, de forma adequada, às acções permanentes e variáveis. Contudo, como já referido anteriormente, esta também se encontra sujeita a acções imprevistas/acidentais. A capacidade de uma determinada estrutura resistir a estas últimas acções, depende de vários factores aleatórios, tais como: localização da acção e o tipo da mesma e, ainda, o tipo de sistema estrutural. Relativamente ao último factor, pode-se destacar dois tipos: estruturas monolíticas e estruturas pré-fabricadas. As estruturas pré-fabricadas, devido ao seu modo construtivo, apresentam menor capacidade de redistribuição de

esforços, pelo que a robustez do sistema é inferior quando comparado com estrutura monolítica. Logo, apresentam menor resistência ao colapso progressivo. Contudo, em sistemas estruturais adjacentes, a não continuidade permite que o dano não se propague, caso um dos sistemas falhe.

Ao projectar-se uma determinada estrutura, é necessário garantir que, caso ocorra o colapso de determinados elementos, a restante estrutura assegura um caminho de cargas alternativo, conseguindo, conseqüentemente, que não ocorra o colapso global da estrutura. Note-se que é impossível dimensionar uma estrutura que garanta todos os cenários possíveis de acções acidentais, pois esta tornava-se economicamente inviável. Contudo, existem métodos de dimensionamento que permitem assegurar, de forma viável e aceitável, a construção de uma estrutura resistente a acções daquela natureza.

Segundo a ASCE 7 (“*American Society of Civil Engineers*”)(Haselton et al., 2007), existem duas abordagens metodológicas: os métodos directos e indirectos.

Os métodos directos consistem em dimensionar elementos estruturais chave para resistir a carregamento anormais, associados a cargas variáveis não previstas e/ou a eventos excepcionais, de forma a assegurar que, se um elemento primário colapsar, exista um caminho alternativo de transmissão de cargas (Wang et al., 2011). Os métodos citados acima são conhecidos como:

- Método da Resistência Local Específica (MRLE)
- Método do Caminho de Cargas Alternativo (MCCA).

No MRLE o projectista define de forma explícita a possível causa do colapso e dimensiona elementos estruturais específicos (elementos chaves), para garantir a integridade estrutural da restante da estrutura. As possíveis causas do colapso podem ser: explosões e cargas de impacto. Este método frequentemente utilizado em estruturas que constituem possíveis alvos de atentados bombistas.

No MCCA (Método do Caminho de Cargas Alternativo), a estrutura é dimensionada para resistir à perda de um elemento estrutural chave, garantindo que não existe o colapso progressivo, através da redistribuição de esforços para a restante estrutura.

A resistência ao colapso progressivo, pelo método indirecto, está implícita no dimensionamento e visa garantir um nível mínimo de resistência, continuidade e ductilidade à estrutura. O método indirecto é indicado para estruturas que apresentem uma planta regular, sem elementos de transferência de cargas complexos ou pontuais, como por exemplo vigas de transição. Devido à sua simplicidade de cálculo é considerado o método primário para a protecção contra o colapso progressivo.

Por outras palavras, este método traduz-se no aumento da resistência estrutural do edifício, conseguido através de um sistema estrutural que garanta a sua integridade, nomeadamente pelo

número e disposição de pilares, e também pela continuidade, na junção ou nós de elementos estruturais.

Segundo a ASCE 7 (“*American Society of Civil Engineers*”)(Haselton et al., 2007) os critérios de projecto exigidos, para garantir um nível mínimo de resistência ao colapso progressivo, são os seguintes:

- Optar por sistemas estruturais com baixo grau de complexidade e de malha regular, ou seja, sistemas estruturais que, em planta, apresentem simetria em relação aos elementos estruturais e à massa;
- Utilizar o sistema de tirantes, que estabelece que os elementos estruturais devem estar interligados entre si, através de um sistema integrado de tirantes, aumentando a capacidade de redistribuição de esforços e, desta forma, a robustez estrutural;
- Garantir ductilidade e adequada ligação entre elementos, nas regiões sujeitas a maiores deformações;
- Garantir a existência de um sistema de caminhos alternativos para a transmissão de cargas, ou seja, a estrutura deve apresentar redundância;
- Construção compartimentada, dividindo a estrutura em sistemas estruturais independentes

O sistema de tirantes, também conhecido como o método de “*forças de tirante*” (“*tie forces*”), é considerado o critério mais importante entre os acima enumerados, pois aumenta a ductilidade, continuidade e redundância das estruturas. Este método encontra-se descrito no documento (DoD, 2009) (“*Department of Defense*”). Contudo, deve-se ter em atenção às forças de “*faca*” a que as lajes ficam sujeitas.

No presente trabalho apenas será tido em conta o método directo, nomeadamente o método dos caminhos de carga alternativos (MCCA)

## **2.3. Exemplos de Colapso Progressivo**

O presente subcapítulo tem como objectivo ilustrar casos onde ocorreu o colapso de estruturas, devido a eventos excepcionais e também a erros de projecto e/ou execução, evidenciando o elevado grau de impacto que este tipo de eventos provoca na sociedade (Schlangen, 1993)

### **2.3.1. Ronan Point**

#### **2.3.1.1. Enquadramento geral**

Um dos casos com maior mediatismo foi o de Ronan Point. Ronan Point era um edifício de 64 metros de altura, situado na zona leste de Londres em Newham, constituído por 22 andares, dispondo de um total de 110 unidades de habitação, tendo sido construído entre 1966 e 1968. O sistema estrutural era constituído por paredes e lajes de betão pré-fabricado. As cargas presentes nas lajes eram descarregadas directamente para as paredes dos pisos imediatamente abaixo, sendo estas, então, as paredes resistentes.

Na manhã de 16 de Maio, de 1968, ocorreu uma explosão de gás na cozinha do 18º andar, devido a uma fuga de gás, originando danos nas paredes externas. Esta ocorrência inesperada, originou o desabamento das lajes e paredes dos andares superiores, até à cobertura do edifício, devido à falta de apoio da laje do 19º andar. Consequentemente, o 18º andar ficou sujeito às cargas de impacto e de desmoronamento dos pisos superiores, originando posteriormente o colapso até o piso térreo (Pearson and Delatte, 2005). O colapso não abrangeu o edifício na sua totalidade, tendo este ficado intacto, excepto num canto do edifício (Figura 2.1).

#### **2.3.1.2. Descrição do Sistema Estrutural**

Nas décadas posteriores à segunda Guerra Mundial, e devido à devastação que esta provocou na Grã-Bretanha, os edifícios tradicionais, vitorianos, foram substituídos por edifícios com grande dimensão, de baixo custo de produção e de rápida execução.

O edifício habitacional de Ronan Point foi construído utilizando o sistema de Larsen-Neilson, desenvolvido na Dinamarca em 1948. Este sistema consiste no fabrico dos elementos estruturais, compostos por betão, em fábrica, com o objectivo de diminuir os custos de produção e de mão-de-obra. As ligações parede/laje eram efectuadas através da selagem de varões de aço preenchidos com argamassa. Todos os elementos estruturais – paredes, lajes e escadas – tinham a função de resistir às cargas do piso superior. O caminho de transmissão de cargas era realizado exclusivamente pelas paredes, garantindo à partida um sistema estrutural redundante.



Figura 2.1 - Colapso progressivo de parte do Edifício Ronan Point – Fonte: (Pearson and Delatte, 2005)

### **2.3.1.3. Origens e causas do colapso**

Após a ocorrência deste colapso foram efectuadas investigações pelo governo Britânico, onde se concluiu, através de ensaios experimentais, que as paredes externas do edifício resistiriam a uma pressão de 21 kPa, e as paredes internas a uma pressão de 11 kPa aproximadamente. No entanto, a explosão, apesar de ser de pequena magnitude, originou uma pressão de cerca de 69 kPa (Ellingwood et al., 2007b).

A pressão originada pela explosão, claramente superior à pressão a que as paredes externas e internas resistiam, provocou o derrube das paredes internas da cozinha e da sala, bem como das paredes resistentes do canto sudeste do 18º apartamento. Como as paredes estruturais eram o suporte do 19º andar, iniciou-se um colapso em cadeia deste até ao último andar. Posteriormente, as cargas actuantes no 18º andar excederam a capacidade resistente, originando o desabamento dos andares até ao piso térreo.

Foi concluído, então, que o colapso do edifício Ronan Point ocorreu devido à fraca/deficiente integridade estrutural provocada pela falta de redundância estrutural. Mais objectivamente, devido à deficiente qualidade de execução nas ligações entre elementos (Pearson and Delatte, 2005), não havendo, por isso, caminhos de carga alternativos para a redistribuição dos esforços presentes nas paredes, dando origem ao colapso das paredes superiores, numa primeira fase, e em seguida às paredes inferiores.

#### **2.3.1.4. Consequências nas Normas**

Através do inquérito realizado, concluiu-se que era inaceitável o desastre ocorrido, o que levou à reformulação das normas de projecto e de execução de edifícios. As normas revistas passaram a incorporar o risco de colapso progressivo e das forças resultantes de explosões internas, assim como a importância da continuidade nas zonas de ligação e a redundância estrutural.

De forma mais detalhada, foram introduzidas as seguintes alterações aos regulamentos:

- A partir do ano de 1970, no Reino Unido, foi exigido que os edifícios constituídos por mais de 4 andares fossem projectados de forma a resistir ao colapso progressivo;
- O Instituto Americano de Betão (ACI - “*American Concrete Institute*”) desenvolveu directrizes determinando que os elementos estruturais fossem devidamente ligados entre si, garantindo a continuidade estrutural;
- Os regulamentos Americanos passaram a exigir um maior rigor na qualidade de execução, de forma que as estruturas se mantenham estáveis, após a ocorrência de um dano localizado.

#### **2.3.2. Khobar Towers**

Khobar Towers é um complexo de edificações residenciais localizado na Arábia Saudita, mais especificamente em Kohbar. No dia de 25 de Junho, de 1996, foi sujeito a um atentado bombista, realizado através de uma bomba colocado no interior de um veículo, estacionado numa avenida que passa em frente ao mesmo, a cerca de 20 metros, destruindo a fachada e danificando parcialmente as lajes e as paredes internas. No entanto, não se verificaram mais danos, para além dos iniciais, tendo a estrutura resistido ao colapso (Figura 2.2). A explosão provocou ainda danos consideráveis nos edifícios circundantes.

O edifício mais afectado, situado à frente dos restantes, era constituído por oito andares e o seu sistema estrutural era composto por lajes e paredes pré-fabricadas de betão armado. Como no caso citado no ponto 2.3.1, mais uma vez, as cargas actantes, verticais e horizontais, eram suportadas pelas paredes.



Figura 2.2 - Khobar Towers após o atentado bombista – Fonte: (Crawford, 2002)

Posteriormente, na análise efectuada ao sistema estrutural, concluiu-se que este cumpriu as normas de dimensionamento inglesas. Estas normas estabelecem recomendações sobre o dimensionamento estrutural e pormenores estruturais no domínio da prevenção do colapso progressivo, nomeadamente no que diz respeito, às ligações entre lajes e paredes.

Foi também constatado que a estrutura pré-fabricada tinha ductilidade suficiente para garantir a integridade ao atentado a que foi submetido. As paredes internas, paralelas à fachada, apesar de terem ficado significativamente danificadas, resistiram às cargas verticais como ilustra a Figura 2.3. (Thompson et al., 2004).



Figura 2.3 - Linhas de ruptura das paredes internas – Fonte: (Laranjeiras, 2011)

### **2.3.3. Alfred Paul Murrah**

#### **2.3.3.1 Enquadramento Geral**

Este edifício, pertencente ao governo Americano, localizado no estado de Oklahoma, mais concretamente na cidade Oklahoma, foi construído entre 1970 e 1976. A estrutura era constituída por betão armado, num sistema porticado, com 9 andares com alturas não uniformes, com uma altura total de cerca de 60 metros, abrangendo uma área aproximada de  $2045 m^2$ .

Na manhã de 19 de Abril de 1995, o edifício foi sujeito a um ataque terrorista, mais especificamente, a uma detonação de um camião-bomba. A explosão ocorreu perto da fachada norte do edifício, provocando danos severos ao longo desta, que se estenderam também para dentro do edifício.

Em termos sociais, este evento provocou 168 mortos e mais de 600 feridos, danificando também edifícios adjacentes (Osteraas, 2006).

#### **2.3.3.2. Descrição do Sistema Estrutural**

Para a construção deste edifício, de grandes dimensões, foi usado um guindaste torre. Em todos os andares foi previsto uma abertura com dimensões  $2,1 \times 2,1$  m. A abertura encontra-se entre as linhas 18 e 20 sobre a coluna F.



O Murrah Building consiste num edifício de escritórios de nove andares, com um parque de estacionamento adjacente. O edifício *Nine-Story* localizava-se entre as colunas 8 e 28 e as linhas G e D, com dimensões aproximadas de 67 x 35 m (Figura 2.4). A fachada do edifício era composta por painéis de betão armado e por um sistema de janelas com painéis de vidro temperado, com espessuras de 6.4 mm, e de 25.4 mm. Uma característica importante do sistema estrutural é a viga do terceiro piso, na fachada norte do edifício. Esta viga é apoiada em pilares espaçados de 12 em 12 m, aproximadamente. A fachada do primeiro e segundo pisos era recuada, comparativamente aos pisos superiores. A altura dos pisos, do terceiro ao oitavo, era de 4 m, aproximadamente, e a do nono piso era cerca de 4.30 m.

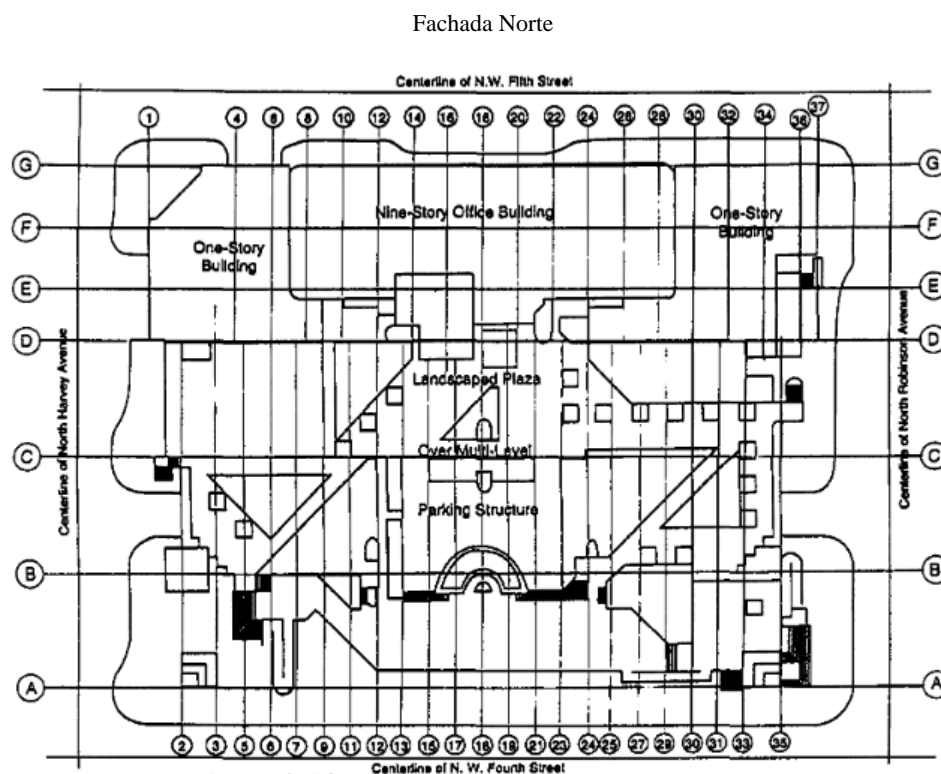


Figura 2.4 - Planta do edifício Murrah – Fonte: (Corley et al., 1998)

### 2.3.3.3. Origens e Causas do Colapso

Na manhã de 19 de Abril de 1995, ocorreu um atentado bombista, provocando inúmeras mortes e feridos e originando o colapso parcial do edifício Murrah. Os principais danos verificaram-se na fachada norte do edifício (Figura 2.5). Três pilares que suportavam a viga, de grandes dimensões, do terceiro piso, foram destruídos (G16, G20 e G24), desencadeando o colapso dos andares superiores. O colapso estendeu-se, também, para dentro do edifício numa profundidade de cerca de 21 m, entre as linhas 20 e 24. Nas paredes exteriores, os principais danos ocorreram

na fachada este. Na fachada sul, os danos limitaram-se principalmente a vidros e caixilhos partidos. O facto da maioria da fachada sul ser de alvenaria de betão contribuiu para que não se verificassem danos de maiores dimensões, devido à sua maior resistência estrutural, quando comparada com uma parede de alvenaria ordinária.

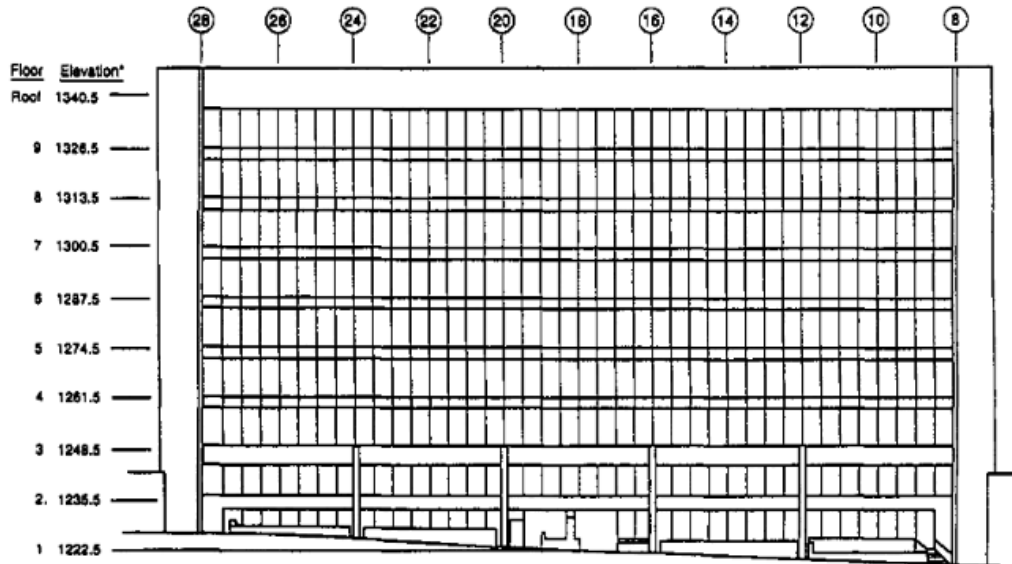


Figura 2.5 - Fachada norte do edifício *Nine-Story* – Fonte: (Corley et al., 1998)

O edifício foi projectado seguindo as normas do “*American Concrete Institute*” (ACI) da época. Quando este foi projectado, não existiam, ainda, recomendações para ter em consideração eventos inesperados, como sismos ou explosões.

O colapso parcial da estrutura resulta da destruição total do pilar G20, pela explosão ocorrida, ficando a viga apoiada apenas nos pilares G16 e G24. Isto provocou forças de corte superiores à capacidade de corte resistente dos pilares, originando a ruptura dos pilares e, consequentemente, a ruptura da viga devido aos momentos flectores actuantes. Desta forma, iniciou-se o colapso parcial do edifício.

### 2.3.3.4. Consequências nas Normas

Após este acontecimento, a “*American Society of Civil Engineers*” (ASCE), criou um comité com o objectivo de delinear e desenvolver estratégias de segurança, em fase de projecto, para edifícios federais ou de elevada classe de importância. Estas estratégias passam por:

- Classificação e avaliação dos principais elementos estruturais a proteger;
- Determinar o nível de risco da estrutura;
- Determinar, através de algoritmos, possíveis táticas de ataque por parte dos terroristas;

- Determinar as características principais do evento excepcional, no caso de explosões, a duração, magnitude/força de explosão e intensidade;

Com base nestas premissas, é então desenvolvido um sistema de protecção estrutural (Corley et al., 1998).

## **2.3.4. Skyline Plaza**

### **2.3.4.1. Enquadramento Geral**

O Skyline Plaza era um complexo de edifícios, constituído por oito edifícios de apartamentos, seis edifícios de escritórios, um centro comercial e um hotel. O edifício que colapsou, com estrutura de betão armado, era constituído por 26 andares.

No dia 2 de Março, de 1973, um dos edifícios de apartamentos do complexo Skyline Plaza na Virgínia colapsou, aquando da sua construção, originando a morte de 14 trabalhadores e ferindo outros 35. O colapso parcial do edifício verificou-se desde o vigésimo quarto andar até ao solo, ficando o edifício dividido em dois blocos (Figura 2.6).



Figura 2.6 - Edifício Skyline Plaza após o colapso – Fonte: (Schellhammer et al., 2012)

A estrutura colapsou enquanto se procedia à remoção do escoramento do 23º andar, mas também se betonava a laje do 24º andar. Os dois factores que contribuíram para o colapso do edifício foram: a remoção prematura do escoramento da laje do 23º andar e a fraca resistência do betão da laje que suportava as cargas do 24º andar (Schellhammer et al., 2012).

### 2.3.4.2. Descrição do Sistema Estrutural

O edifício que colapsou, seria um complexo habitacional de betão armado, composto por 26 andares e 4 caves. Cada piso de habitação teria um pé-direito de aproximadamente 3 m e as 4 caves perfariam uma altura total de 14 m. O edifício Skyline foi projectado de acordo com a norma americana, “*American Concrete Institute*” (ACI), existente na época. O tipo de fundação empregue no edifício foi a “matttype”. A tipologia/localização dos pilares era igual ao longo de toda a altura, diferindo apenas as dimensões e a resistência do betão utilizado. A resistência à compressão do betão dos pilares, da fundação até ao 7º andar tinha o valor de 34.5 Mpa, e do 7º andar até ao 17º tinha o valor de 27.6 Mpa, enquanto para os pilares dos pisos superiores era de 20,7 Mpa. O betão utilizado nas lajes tinha uma resistência de compressão de 20.4 Mpa. As lajes eram fungiformes, com espessura constante ao longo do seu comprimento e lisas na parte inferior, o que permitia serem usadas como tecto para o andar inferior. Além destas características, este tipo de lajes, eram mais económicas do que as lajes tradicionais. A laje do rés-do-chão tinha uma espessura aproximada de 23 cm, enquanto a dos restantes pisos era de 20cm.

### 2.3.4.3. Origens e Causas do Colapso

Uma das principais causas do colapso, prende-se com a relação entre a betonagem e o escoramento das lajes. Nos pisos em que a fachada tinha uma largura maior que 100 m, a betonagem das lajes realizava-se de forma faseada (Figura 2.7)

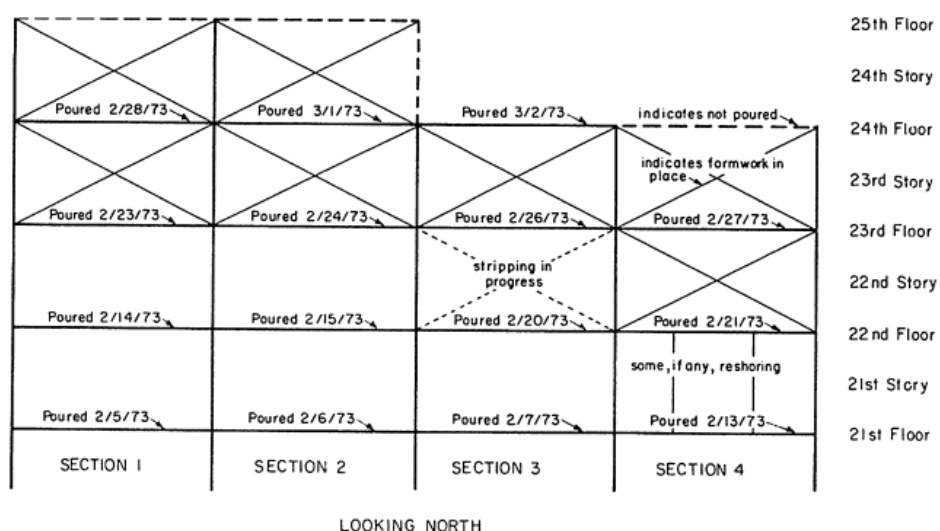


Figura 2.7 - Fases de betonagem na fachada norte – Fonte: (Leyendecker and Fattal, 1977)

No momento do colapso, o 24º andar estava a ser betonado na secção 3, enquanto as secções 1 e 2 tinham sido já betonadas. Na secção 4, estavam a ser montadas as cofragens da laje e o escoramento.

Após o colapso do edifício residencial, foi efectuada uma inspecção com o objectivo de descobrir as prováveis causas do desastre. No dia 5 de Março, de 1973, foi iniciada uma avaliação técnica por parte do “*National Bureau of Standards*” (actual “*National Institute of Standards and Technology*”-NIST).

O primeiro procedimento, foi realizar entrevistas aos trabalhadores da obra em causa, tendo-se concluído que não houve uma decisão unânime quanto à remoção do escoramento do 22º andar, e se foi parcial ou total, no momento em que ocorreu o desastre. Foram então realizadas três análises, com diferentes premissas, através de um programa de elementos finitos (SAP). As três hipóteses consideradas foram:

- No primeiro caso, foi considerado que o escoramento tinha sido totalmente retirado, o que significa que o 23º piso suportava o seu peso próprio e a laje do 24º andar e a respectiva cofragem. Neste caso, foi pressuposto que o betão da laje do 23º piso tinha uma resistência à compressão de 1200 Psi, aproximadamente 8 MPa;
- No segundo caso, para avaliar a resistência à compressão do betão, no colapso, foi considerado que o betão da laje do 23º piso tinha uma resistência à compressão de 3000 Psi, aproximadamente 20 MPa. As condições de escoramento eram iguais ao do primeiro caso;
- No terceiro caso, foi admitido que apenas parte do escoramento tinha sido retirado e a resistência à compressão do betão do 23º andar era de 1340 Psi, aproximadamente 9 MPa.

Pelos resultados obtidos conclui-se que, para os casos 1 e 2, os momentos flectores actuates nas lajes eram praticamente similares, e não eram suficientes para provocar a ruptura por flexão. Foi, ainda, assinalado que a ruptura por flexão, aconteceria pela fractura das armaduras, e não pelo esmagamento do betão. Procedeu-se, então, a uma análise do esforço transversal, nas secções mais críticas, que correspondem às zonas adjacentes aos pilares nºs 67, 68, 83 e 84. Ao comparar os casos 1 e 3, conclui-se que, nas zonas da laje adjacentes aos pilares enumerados anteriormente, a tensão de corte era superior à tensão de corte resistente da laje, originando uma ruptura por punçoamento da laje. Constatou-se, ainda, que a remoção parcial ou total do escoramento contribuiu para o colapso (Figura 2.8) (Leyendecker and Fattal, 1977).

Column No.	Case	$v_{\max}$ psi	$f'_c \frac{1}{\text{required}}$ psi	$f'_c$ estimated psi
67 (16 x 24)	1	147	1870	960-1440
	2	147	1870	3000
	3	128	1417	960-1440
68 (48 x 12)	1	113	1104 (1724)	960-1440
	2	113	1104 (1724)	3000
	3	116	1164 (1816)	960-1440
83 (24 x 16)	1	148	1894	960-1440
	2	148	1894	3000
	3	130	1462	960-1440
84 (30 x 12)	1	149	1920	960-1440
	2	149	1920	3000
	3	145	1819	960-1440

Figura 2.8 - Esforços de corte na laje do 23º piso – Fonte: (Leyendecker and Fattal, 1977)

#### 2.3.4.4. Consequências nas Normas

Em consequência deste desastre, foram emitidas directrizes pela “*Portland Cement Association*” e o “*Precast and Prestressed Concrete Institute*”, no sentido de as cargas provisórias de construção terem um papel preponderante no dimensionamento de estruturas, e de terem de ser consideradas em fase de projecto.

#### 2.3.5. Colapso de um Edifício em Sesimbra

No dia 29 de Junho, às 17:55, a laje do 5º piso de um edifício localizado em Sesimbra, entrou em ruptura, levando ao colapso da estrutura, provocando cerca de 500 mortos. O sistema estrutural era composto por pilares e lajes. As causas do colapso foram atribuídas a: i) – fraca resistência do betão, 18 MPa de resistência, em vez dos 21 MPa recomendados; ii) – diâmetro dos pilares, 600 mm em vez de 800 mm; iii) – altura útil da laje, com 360 mm, em vez de 410 mm; iv) – incremento de cargas no 5º piso, devido à utilização do mesmo para instalar um restaurante, quando, em projecto, estava previsto um ringue de patinagem (aumento de 35 % da carga). A ruptura ocorreu devido ao punçoamento da laje, num dos pilares, o que originou o incremento de cargas nos restantes pilares, que colapsaram.

## **2.4. Prevenção contra o Colapso Progressivo**

### **2.4.1. Considerações gerais**

Hoje em dia, as estruturas são projectadas tendo em consideração os vários tipos de cargas actuantes como as cargas permanentes, as cargas variáveis, nomeadamente: as acções do vento e eventualmente da neve; acções indirectas provocadas por variação de temperatura e ainda as acções sísmicas. Esta abordagem determina que a estrutura seja dimensionada de forma a assegurar redundância, resistência e ductilidade, adequada para lhe conferir resistência ao colapso progressivo.

Apesar deste acontecimento ter uma baixa probabilidade de ocorrência, pode provocar danos catastróficos. Assim, as estruturas devem ser projectadas de forma a possuírem uma elevada robustez, para minimizar a extensão dos danos e evitar o colapso progressivo.

A definição de robustez é um assunto complexo e de debate, sobre a qual ainda não se chegou a um consenso. De uma forma genérica, a robustez é a capacidade de uma estrutura para reagir a danos acidentais, sustendo-os de forma localizada, evitando consequências desproporcionais (Faber, 2007). Aprofundando mais o tema, na actualidade, existem duas abordagens propostas: uma primeira, que considera a robustez como sendo a forma como uma estrutura se comporta, sob um evento excepcional e de possível quantificação; a segunda, baseia-se em cálculo probabilístico e na avaliação de risco.

A primeira abordagem, define a robustez como uma característica estrutural independente do ambiente onde opera, relacionando apenas os conceitos de dano e comportamento estrutural. Sob este ponto de vista, a robustez é uma característica do domínio da engenharia. A segunda definição, presente no Euro-código 1, tem em consideração consequências indirectas ao evento. Neste caso a robustez, é uma propriedade da estrutura e do ambiente onde esta se insere, ou seja, depende do impacto económico e social.

Pode-se então afirmar que a probabilidade de falha de uma estrutura está relacionada com a robustez. No entanto, a probabilidade de falha de uma estrutura depende de factores como, cargas inesperadas, erros de projecto, erros de execução e falta de manutenção. Sendo estes factores imprevisíveis, torna-se muito difícil determinar a probabilidade de falha da estrutura (Chen et al., 2016). Para a tentar determinar, com a maior precisão possível, é útil recorrer a uma árvore probabilística de acontecimentos (Figura 2.9).

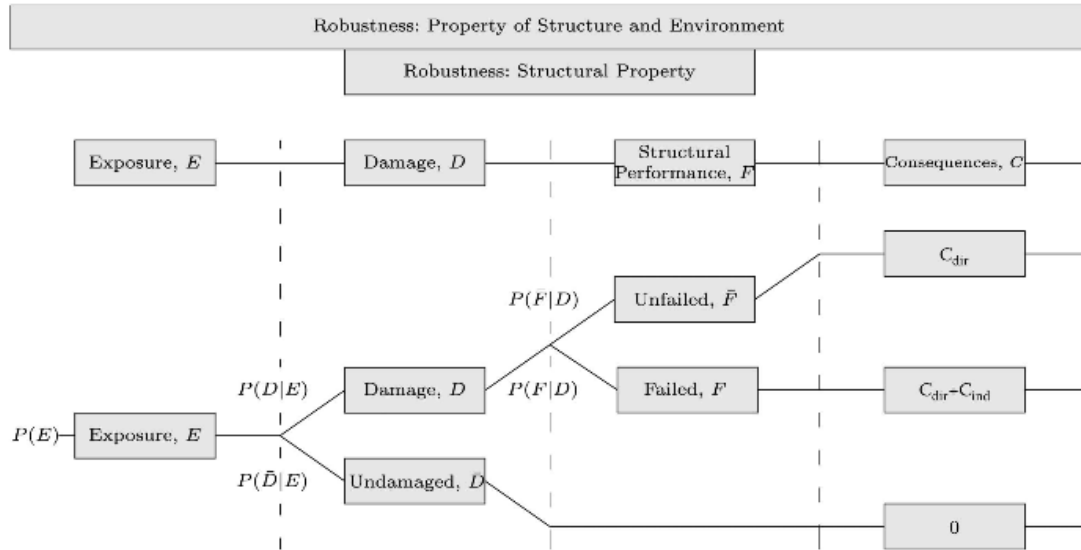


Figura 2.9 - Árvore de Eventos – Fonte: (Cavaco et al., 2013)

Então, a probabilidade de falha pode definir-se como:

$$P(F) = P(E) \times P(D|E) \times P(F|D)$$

No entanto  $P(E)$ , a probabilidade de ocorrência de um evento acidental, é difícil de quantificar, nomeadamente quando se refere a eventos extremos. Este parâmetro também depende da estrutura e do seu enquadramento. O Segundo termo da equação  $P(D|E)$ , é a probabilidade de uma estrutura ficar danificada quando sujeita a uma determinada acção acidental. Depende da arquitectura da estrutura, manutenção, rigor de execução do projecto, das cargas excepcionais, entre outros. Finalmente, o terceiro termo  $P(F|D)$  é referente à probabilidade de falha da estrutura quando sofre um determinado dano, relacionado com a tolerância da estrutura ao dano.

Admitindo que a robustez é uma propriedade apenas estrutural, então  $P(F|D)$  é uma forma eficiente de a quantificar. Pode-se, então, rescrever a equação da seguinte forma (Cavaco et al., 2013):

$$\text{Probabilidade de falha} = \text{Evento} \times \text{Vulnerabilidade} \times \text{Robustez}$$

E o risco associado a uma probabilidade de falha como:

$$\text{Probabilidade de falha} = \text{Evento} \times \text{Vulnerabilidade} \times \text{Robustez} \times \text{Consequências}$$



A vulnerabilidade, por sua vez, pode ser descrita como a sensibilidade ao dano que uma estrutura apresenta, quando sofre uma acção inesperada. A vulnerabilidade é a relação entre a probabilidade de resistência ao dano do sistema estrutural danificado, e a probabilidade de resistência do sistema estrutural intacto (Lind, 1995).

Conforme referido anteriormente, existem três características fundamentais a ter em conta no dimensionamento contra o colapso progressivo: continuidade, ductilidade e redundância estrutural. Em seguida, serão desenvolvidos estes conceitos.

#### **2.4.1.1-Continuidade**

A perda de um elemento estrutural relevante, tem especial importância na redistribuição de esforços e no aumento de deformações dos restantes elementos estruturais.

A continuidade é, deste modo, o factor que permite que exista redistribuição de esforços após a ruptura de um determinado elemento estrutural, garantindo a transmissão de cargas entre elementos estruturais – vigas, pilares e lajes. No entanto, um sistema estrutural apenas será eficiente se houver uma interligação entre os conceitos de continuidade e redundância.

Se uma estrutura não apresentar continuidade, não será redundante pois, mesmo que a estrutura possua vários apoios, não existirá transferência/redistribuição de esforços para os mesmos, ocorrendo o colapso localizado.

Um caso problemático de continuidade, entre elementos estruturais, é o caso de viadutos e pontes. Na maioria dos casos, a continuidade entre o tabuleiro e os pilares é assegurada por meio de aparelhos de apoio, pois, uma solução monolítica, devido aos efeitos de retracção e expansão a que o tabuleiro se encontra sujeito, introduz esforços adicionais. No entanto, a transferência de cargas através de aparelhos de apoio, introduz uma concentração de esforços e tensões, nessas regiões, enquanto uma solução monolítica não gera esse fenómeno, Figura 2.10, abaixo apresentada.

Pode-se então afirmar que, uma solução monolítica, apresenta uma maior capacidade de resistência ao colapso progressivo (Laranjeiras, 2011).

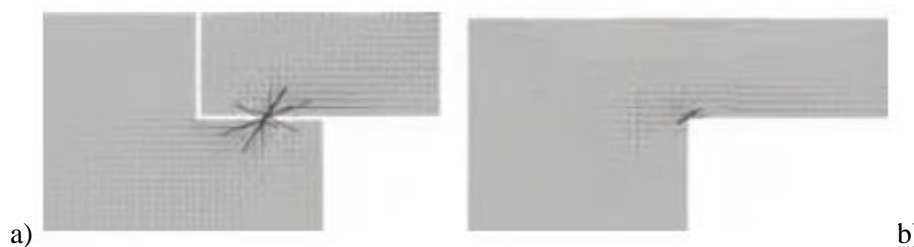


Figura 2.10 - Zonas de apoio: a) aparelho de apoio, b) apoio monolítico - Fonte: (Laranjeiras, 2011)

### 2.4.1.2-Ductilidade

A ductilidade é caracterizada pela capacidade do material, secção, elemento estrutural ou sistema estrutural, sofrer deformações inelásticas sem a perda da capacidade resistente, atingindo a ruptura após a ocorrência de um considerável acúmulo de energia de deformação inelástica. De outra forma, ductilidade, é a capacidade do elemento estrutural apresentar grandes deformações antes que a ruptura ocorra, caso ocorra,

Quando um elemento estrutural atinge o seu limite de resistência, a estrutura deve ter capacidade de plastificação/ductilidade para continuar a suportar as cargas a que se encontra sujeita. Note-se que, para este efeito ocorrer, é necessário que as ligações tenham resistência suficiente para grandes deformações.

Nas estruturas de betão armado, a ductilidade é conseguida através do confinamento do betão e pela continuidade das armaduras, através de emendas. No caso de pilares, este efeito é conseguido através de cintas, com pouco espaçamento entre elas, e elevada resistência do betão, remetendo a ruptura frágil para uma ruptura dúctil. O caso mais explícito é o do edifício do Pentágono, alvo do atentado terrorista, onde os pilares mais carregados, eram cintados por estribos helicoidais, espaçados a 10 cm, enquanto os restantes possuíam apenas estribos com espaçamento de 20 cm, o que permitiu que não fossem destruídos mais pilares. Até atingir a ruptura, verificou-se que ambos os grupos de pilares, os mais e os menos cintados, apresentaram um comportamento semelhante. Contudo, na ruptura, um espaçamento mais reduzido das cintas conduz a um melhor desempenho, no que diz respeito às deformações, conseguindo suportar maiores cargas, neste caso encurtamento, até se atingir o colapso total.

Em resumo, um pilar cintado contribui mais para a prevenção do colapso progressivo, quando comparado com um pilar comum (Figura 2.11) (Laranjeiras, 2011). Note-se que a resistência do betão, é também um factor preponderante para que ocorra uma ruptura dúctil.

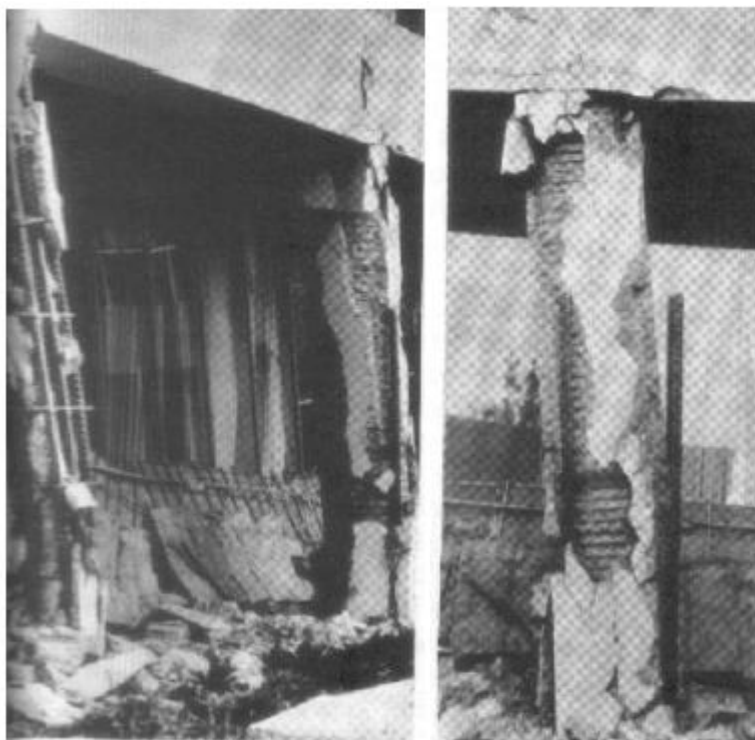


Figura 2.11 - Comparação do modo de ruptura de um pilar incorrectamente cintado com um pilar correctamente cintado–Fonte:(Laranjeiras, 2011)

### 2.4.1.3-Redundância

A redundância estrutural é a capacidade de um sistema estrutural de redistribuir, entre os seus elementos, a carga que não pode ser mais suportada por alguns elementos danificados.

A redundância, geralmente, encontra-se, erradamente, associada ao grau de indeterminação estática de uma estrutura. No entanto, este factor não é uma forma adequada para avaliar o grau de redundância estrutural (Frangopol and Curley, 1987). Estruturas com baixo grau de indeterminação estática podem ter um maior grau de redundância, quando comparadas com estruturas com alto grau de indeterminação estática. A redundância estrutural depende de vários factores tais como: configuração estrutural, número de elementos estruturais e a sua geometria, propriedades dos materiais, intensidade e tipo de carga, entre outros.

Visto que a indeterminação estática não reproduz, de uma maneira adequada, o nível de redundância de um sistema estrutural, foi proposto por *Frangopol e Curley* um parâmetro  $R$ , para avaliar a força do sistema redundante. Este é dado por:

$$R = \frac{L_{intact}}{L_{intact} - L_{damaged}}$$

Onde,  $L_{intact}$  representa a carga de colapso do sistema estrutural intacto,  $L_{damaged}$  a carga de colapso do sistema estrutural considerando os elementos danificados. O factor de redundância  $R$ , toma o valor 1, quando o sistema estrutural danificado não é capaz de suportar nenhuma carga, e é infinito quando o dano não tem influência na carga suportada pelo sistema estrutural (Cavaco et al., 2013).

#### **2.4.2. Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA)**

O manual de projecto de estruturas para resistir ao colapso progressivo UFC-DBR-PC (*“Unified Facilities Criteria- Design of buildings to resist progressive collapse, Department of Defense”*), tem como objectivo fornecer informações e especificações técnicas a utilizar em edifícios, de forma a reduzir o potencial de ocorrência de colapso progressivo. Providencia normas de planeamento, concepção, construção, sustentação, restauração e critérios de modernização, a serem aplicadas aos departamentos militares, às agências de defesa e ao DoD.

As normas de projeto ou abordagens de projeto presentes no documento, aplicam-se em edificações novas ou em edificações já existentes, susceptíveis de ser alvos de eventos excepcionais.

As directrizes do documento UFC-DBR-PC (*“Unified Facilities Criteria- Design of buildings to resist progressive collapse, Department of Defense”*) são também utilizadas na elaboração de outras normas, tais como, o regulamento americano de estruturas de betão ACI (*“American Concrete Institute”*) e o regulamento internacional de edifícios IBC (*“International Building Code”*), entre outros.

O documento refere a possibilidade de dimensionamento de estruturas contra o colapso progressivo, através de duas abordagens distintas. Neste ponto, o documento remete para o ASCE 7 (*“American Society of Civil Engineers”*), que indica como abordagens, o método directo e o método indirecto.

O método directo é direccionado para a análise de situações específicas, onde alguns elementos estruturais são dimensionados para resistir a carregamentos anormais extremos, de modo a que consigam absorver e redistribuir os esforços actuantes, após a ocorrência de um evento accidental num elemento estrutural. De acordo com o (DoD, 2009)(*“Department Of Defense”*), para atingir uma ruptura dúctil, o elemento estrutural nunca deve atingir a ruptura por esforço transversal, antes de atingir a sua capacidade máxima de resistência à flexão. Note-se que uma ruptura frágil ocorre para pequenos deslocamentos ao invés de uma ruptura dúctil.

O método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA) tem a finalidade de dar à estrutura a capacidade de transferir esforços em torno de uma ruptura localizada, previamente estabelecida. Deve considerar-se, no projecto, a perda de um importante elemento estrutural do edifício e dimensionar a estrutura de forma a estabelecer caminhos de carga alternativos, verificando a capacidade resistente do sistema estrutural perante a perda de tal elemento. Neste método, ao contrário da Resistência Local Específica (MRL), a causa da falha não é definida *a priori*.

A grande vantagem deste método é a garantia da redundância da edificação sob a acção das combinações de carga consideradas, resultando daí um sistema estrutural dúctil e contínuo, características indispensáveis para garantir a resistência ao colapso progressivo, como já mencionado anteriormente. No Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA), considera-se a perda de um elemento estrutural desprezando-se o facto dos outros elementos da estrutura sofrerem dano.

Neste método, por exemplo, quando se remove um pilar, assume-se que a configuração da estrutura original passa instantaneamente para configuração deformada e, deste modo, esta fica sujeita a um efeito dinâmico, que deve ser considerado, de formas diferentes, consoante a análise efectuada, mesmo que de forma aproximada (GSA, 2003) (“*General Services Administration*”).

Esta situação justifica-se pelo facto de a estrutura em questão não apresentar um comportamento elástico, apresentando capacidade de formar rótulas plásticas e suportar deformações inelásticas consideráveis, quando sujeita a cargas maiores do que o expectável.

Segundo o NISTIR-7396 (2007)(Ellingwood et al., 2007a), a avaliação do MCCA pode ser obtida através de quatro métodos de análise distintos: análise estática linear, análise estática não-linear, análise dinâmica linear e análise dinâmica não-linear. Contudo, note-se, a análise dinâmica linear não consta nas prescrições do (GSA, 2003)(“*General Services Administration*”) nem do (DoD, 2009)(“*Department Of Defense*”).

#### **2.4.2.1 Análise Estática Linear**

A análise estática linear é a análise mais simplificada das descritas anteriormente. Nesta, considera-se que os materiais apresentam um comportamento elástico linear – existe linearidade geométrica dos elementos estruturais e as cargas são consideradas como estáticas, ou seja, a carga total é aplicada de uma só vez.

Note-se que o colapso progressivo é um processo dinâmico não linear, pelo que as propriedades dos materiais e as cargas actuantes são amplificadas por um factor dinâmico, obtendo-se desta forma resistência e cargas equivalentes”.

Neste tipo de análise, os efeitos de segunda ordem (instabilidade/encurvadura) não são considerados, tal como o comportamento catenário que os elementos estruturais apresentam, para grandes deslocamentos.

Neste método, após o dimensionamento da estrutura, são retirados pilares, um de cada vez, em diversos locais da estrutura, efectuando-se a análise do seu comportamento, nessa situação, de forma a observar se a restante estrutura se mantém com um determinado grau de dano aceitável. Por outras palavras, quando se retira um determinado elemento da estrutura, efectua-se uma análise e, comparam-se os esforços obtidos com os resistentes, verificando se os restantes elementos estruturais devem, ou não, ser redimensionados.

Segundo o (GSA, 2003) (*“General Services Administration”*), após a remoção dos pilares, a estrutura não deve perder a continuidade, o que permitirá a transferência de cargas para os elementos adjacentes. É, então, necessário que não se interrompa a ligação entre vigas, quando removidos os pilares, como ilustra a Figura 2.12.

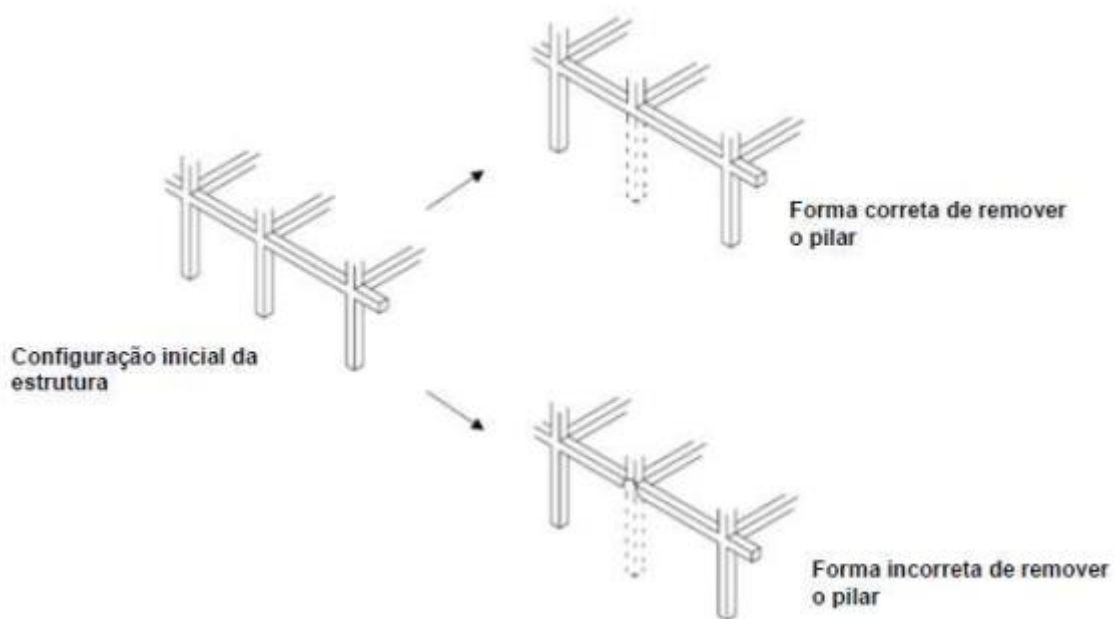


Figura 2.12 - Formas de remoção dos pilares no MCA – Adaptado de (GSA, 2013)

As recomendações (GSA 2003) (*“General Services Administration”*) e (DoD, 2009) (*“Department Of Defense”*) indicam quais os pilares e paredes estruturais que devem ser removidos da estrutura para aplicação do Método dos Caminhos de Carga Alternativos.

#### **2.4.2.2-Análise Estática Não Linear**

A relação força/deslocamento nem sempre pode ser considerada como linear, dado que existe um determinado momento em que esta não é proporcional, nomeadamente em estruturas de betão-armado, pois estas apresentam uma reserva de resistência para além do limite elástico.

Este tipo de análise, que permite modelar um comportamento fisicamente e/ou geometricamente não linear, permite simular convenientemente o comportamento de uma estrutura, para um determinado tipo de carregamento, originando resultados que permitem, de uma forma adequada, conhecer a resposta real da mesma.

A consideração da não linearidade do material permite, também, ao projectista ter em conta os efeitos da plasticidade.

Neste tipo de análise, a inclusão da não linearidade geométrica permite, após a remoção de um pilar, conhecer as forças axiais que vão surgindo à medida que o deslocamento aumenta e, deste modo, ter em conta o efeito catenário que se desenvolve.

Essa consideração é particularmente importante em estruturas esbeltas, que são incapazes de resistir a grandes cargas laterais (NIST, 2007 “*National Institute of Standard and Technology*”)(Ellingwood et al., 2007a). Ainda, segundo o NIST, 2007 (“*National Institute of Standard and Technology*”), a vantagem do uso da análise não-linear é a determinação de zonas frágeis e possíveis mecanismos de colapso não identificáveis, na aplicação de uma análise linear. Porém, esse tipo de análise depende da representação adequada do comportamento dos materiais, na fase inelástica.

#### **2.4.2.3-Análise Dinâmica Linear**

Segundo o NIST, 2007 (“*National Institute of Standards and Technology*”), este tipo de análise tem em consideração os efeitos dinâmicos associados a uma remoção súbita de um elemento estrutural, contudo, não representa as deformações inelásticas ou a redistribuição de esforços nos restantes elementos estruturais. Note-se que o (GSA, 2003) (“*General Services Administration*”) e o (DoD, 2009) (“*Department Of Defense*”) não referem este tipo de análise, para o efeito do colapso progressivo.

#### **2.4.2.4-Análise Dinâmica Não Linear**

Esta metodologia de análise é a que permite obter melhores resultados, contudo, requer a utilização de software de elementos finitos, que realiza análises não lineares, e tem a capacidade de caracterizar o comportamento da estrutura, quando o dano num elemento estrutural se inicia.

A execução destas análises é mais demorada e exige conhecimento computacional, o que, por sua vez, implica um aumento de custo da avaliação de risco do colapso progressivo.

As normas do (GSA, 2003) (“*General Services Administration*”) e do (DoD, 2009)(“*Department Of Defense*”), permitem a utilização deste tipo de análises e estabelecem critérios de performance, referentes às deformações máximas dos elementos estruturais.

## **2.5. Formulação Teórica e Modelos Analíticos**

O colapso progressivo é provocado pela falha de um elemento estrutural, que se propaga a toda a estrutura, podendo provocar o colapso da mesma. É, também, caracterizado pela desproporção entre o dano inicial da estrutura e o resultado final. Ao longo dos anos têm sido realizados diversos estudos sobre o colapso progressivo, em estruturas de betão armado, com o objectivo de compreender os vários mecanismos que se desenvolvem: acção de flexão, comportamento de compressão em arco e efeito catenário. A acção de flexão, no entanto, já é conhecida e ocorre para deslocamentos infinitesimais. O comportamento de compressão em arco desenvolve-se numa fase posterior e, por último, a acção catenária que se desenvolve numa fase final.

Portanto, os efeitos de compressão em arco e o efeito catenário, têm sido o foco principal dos trabalhos realizados. Vários estudos experimentais, realizados por Farhang Vesal et al, Lew et al, Choi and Kim, Yu and Tan e Yi et al, incidiram sobre estruturas compostas por três pilares e duas vigas, para testar a sua resistência ao colapso progressivo.

Quando é removido um pilar da estrutura, surgem fendas na região inferior do betão, na zona onde este foi removido, mais propriamente, nas vigas que assentavam neste pilar. Consequentemente, as vigas, devido à ausência de apoio, têm um deslocamento vertical, com tendência para alongarem. Contudo, devido às restrições laterais a que estas se encontram sujeitas, por estarem ligadas a outros elementos estruturais, vigas e/ou lajes, desenvolvem-se forças de compressão, surgindo o efeito de compressão em arco. Este efeito atinge o limiar máximo de capacidade resistente para pequenos deslocamentos.

Com o aumento do deslocamento, o esforço axial de compressão diminui até se atingir o valor nulo, até que este passe a ser de tracção de forma a equilibrar as cargas verticais.

### **2.5.1- O Modelo analítico**

O comportamento do colapso progressivo das estruturas de betão armado, como já foi mencionado anteriormente, requer a consideração dos efeitos não lineares dos materiais e



geométricos, esmagamento do betão e ruptura das armaduras. A resistência das estruturas é dada, sobretudo, pelo desenvolvimento do efeito de compressão em arco e do efeito catenário.

Em seguida apresenta-se um modelo analítico (Alogla et al., 2017), de forma a prever o comportamento das estruturas de betão armado, quando é removido um pilar, sob o qual estas se apoiam. O modelo proposto foi avaliado e validado através de ensaios experimentais.

### 2.5.1.1-Premissas do modelo

De forma a analisar os diferentes mecanismos de comportamento da estrutura, são assumidos diferentes tipos de modelo para o efeito de compressão em arco e efeito catenário (Figura 2.13). No modelo rígido considera-se nula a deformação ao longo do comprimento dos elementos, enquanto no modelo elasto-lástico a deformação dos elementos é tida em consideração.

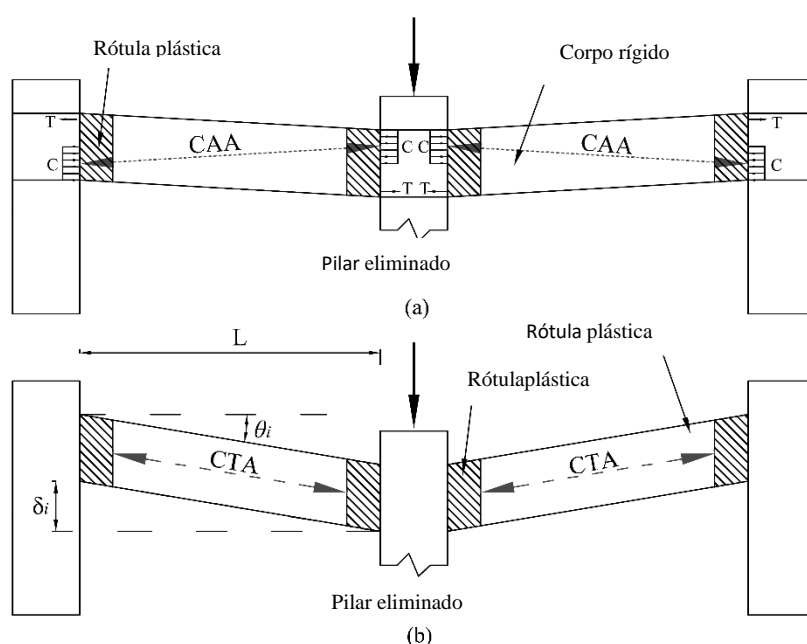


Figura 2.13 - Modelo após a remoção do pilar: a) rígido-plástico b) rígido-elástico – Fonte: adaptado de (Alogla et al., 2017)

O modelo rígido-plástico é considerado durante o comportamento de compressão em arco (CAA), enquanto o modelo elasto-plástico é considerado durante a ação catenária (CA).

- Foram, ainda, efectuadas as simplificações a seguir indicadas:

- Para o cálculo das extensões da secção, assume-se que a secção, após a acção do momento flector, permanece plana. Esta premissa implica a ausência de esforços por distorção. Isto é equivalente à restrição horizontal imposta na secção de meio vão, no ensaio experimental descrito, e nos vários modelos numéricos realizados.
- Assume-se que não existe escorregamento entre o aço e o betão, logo, as extensões para ambos os materiais são iguais no mesmo ponto da secção;
- A resistência à tracção do betão é desprezável;
- A relação tensão-deformação do aço é bilinear;
- A extensão última do betão  $\epsilon_{cu}$  é 0,0035

A relação tensão-deformação dos materiais assumidas neste modelo encontram-se expressas na Figura 2.14.

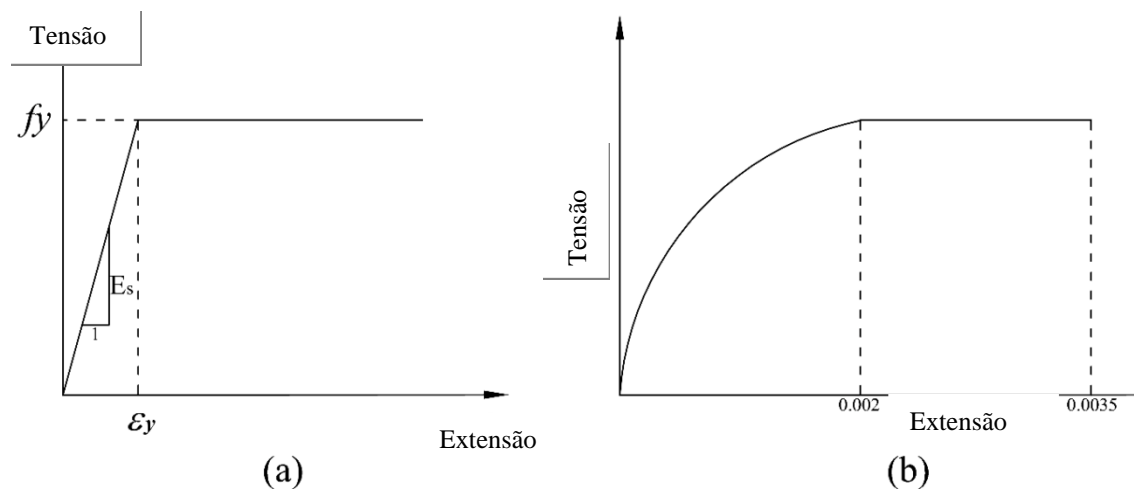


Figura 2.14 - Relação constitutiva dos materiais: a) aço b) betão - Fonte: (Alogla et al., 2017)

A principal limitação deste modelo está no pressuposto de que a extensão última do betão  $\epsilon_{cu}$  é constante, apesar da abertura de fendas. Isto não acontece na realidade, o que leva a um resultado sobrestimado da capacidade de carga da estrutura. A hipótese do não esmagamento do betão conduz a que a altura útil da secção de betão  $d$  permaneça constante, levando a uma capacidade de carga da estrutura superior à real.

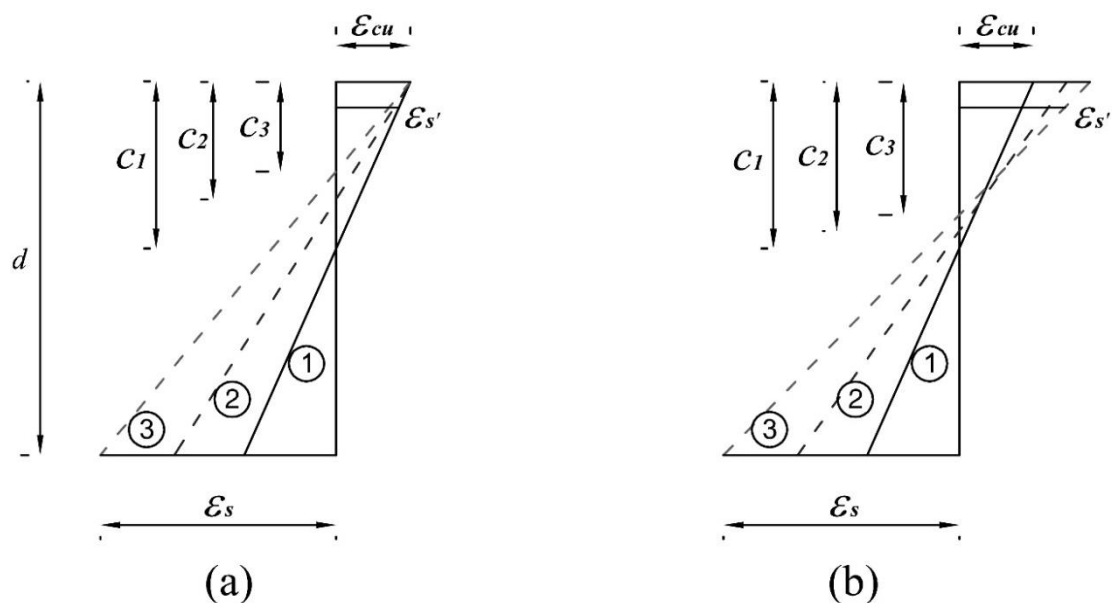


Figura 2.15- Distribuição de extensão: (a)  $\epsilon_{cu}$  constante e (b) distribuição normal - Fonte: (Alogla et al., 2017)

Através da Figura 2.15 é possível observar a distribuição de extensões de uma determinada secção, quando a extensão última do betão é constante e quando é variável, para diferentes deslocamentos verticais da secção.

### 2.5.1.2-Modelo analítico para o cálculo da capacidade de carga do CAA

A Figura 2.16 mostra a configuração típica de uma curva de capacidade de uma estrutura de betão armado, quando perde subitamente um dos seus apoios. Observam-se três tipos de comportamento da estrutura: de A para B, comportamento de flexão; de B para D, efeito de compressão em arco; de D para E, comportamento catenário da viga.

A acção de flexão desenvolve-se até todas as rótulas plásticas estarem formadas, ou seja, a meio vão e nas extremidades da viga. Devido aos efeitos da acção de compressão em arco, nomeadamente devido ao esforço axial de compressão, existe um aumento do valor da capacidade de carga da estrutura, ponto C. De C para D observa-se uma diminuição do valor, devido ao esmagamento do betão, provocado pelos grandes deslocamentos que a viga sofre. A partir do ponto D, o esforço axial muda de direcção, de compressão para tracção, e as cargas são suportadas apenas pelas armaduras, visto que a viga assume um comportamento de cabo.

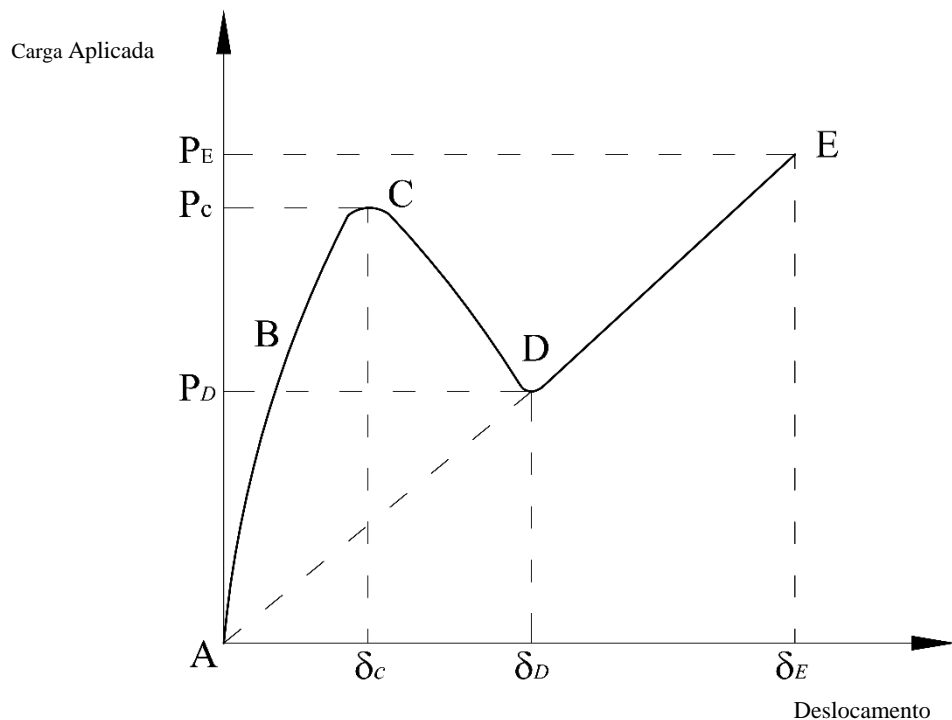


Figura 2.16 - Curva de capacidade de carga de uma viga bi-apoiada - Fonte: adaptado de (Alogla et al., 2017)

A Figura 2.16 mostra o diagrama de corpo livre durante a acção de compressão em arco, de uma viga e da ligação a meio vão, quando submetidas a uma determinada carga  $P$ .

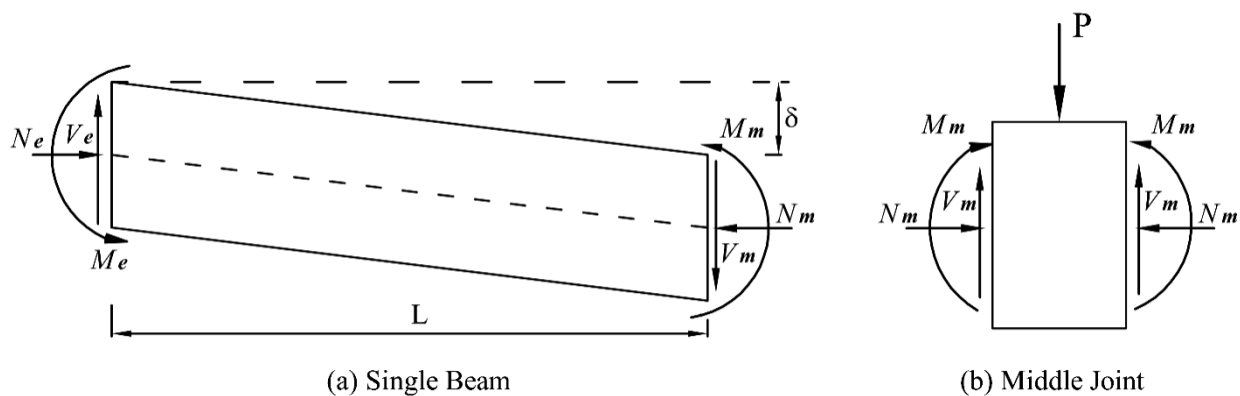


Figura 2.17 – Diagrama de corpo livre: a) viga b) ligação a meio vão – Fonte: (Alogla et al., 2017)

Através das equações de equilíbrio, pode-se obter:

$$\text{Esforço axial } N = N_e = N_m \quad (1)$$

$$\text{Esforço transversal } V = V_e = V_m \quad (2)$$

$$\text{Carga aplicada } P = 2V \quad (3)$$

Onde,  $N$  é o esforço axial e  $V$  o esforço transversal. As terminologias  $e$  e  $m$  referem-se à extremidade da viga e à ligação de meio vão, respectivamente.  $P$  representa a carga aplicada na ligação a meio vão, resultante da carga transmitida pelos elementos estruturais apoiados na secção a meio vão.

Através do equilíbrio de momentos flectores, na extremidade da viga, conclui-se que:

$$V_m L = M_e + M_m - N_m \delta \quad (4)$$

Onde,  $L$  é o comprimento da viga,  $\delta$  o deslocamento a meio vão.  $M_e$  e  $M_m$  são os momentos flectores actuantes na extremidade da viga e a meio vão, respectivamente.

Assim, e tendo em conta a equação (2), onde  $V = V_m$ , e substituindo na equação (3)  $V$  pelo valor de  $V_m$ , obtido a partir da equação (4), a expressão da capacidade de carga é:

$$P = \frac{2(M_e + M_m - N\delta)}{L} \quad (5)$$

### 2.5.1.3-Modelo analítico para o cálculo da capacidade de carga do CA

A Figura 2.18 representa a configuração deformada da estrutura, imediatamente após a ruptura da última armadura, e  $P$  é a carga máxima da estrutura durante a acção catenária.

A carga última  $P$  pode, então, ser obtida através das seguintes equações de equilíbrio:

$$P = 2N \sin(\theta) \quad (6)$$

$$\sin(\theta) = \frac{\delta_u}{L_2} \quad (7)$$

$$N = f_u A_s \quad (8)$$

Onde,  $\delta_u$  representa o deslocamento correspondente à carga última,  $A_s$  é a área de armadura longitudinal,  $f_u$  representa a tensão última do aço à tracção e  $\theta$  o ângulo formado pelo deslocamento vertical  $\delta_u$  e a projecção horizontal do comprimento da viga.

Substituindo na equação (6)  $N$  e  $\sin(\theta)$  pelos valores de (8) e (7), respectivamente, resulta:

$$P = 2f_u A_s \frac{\delta_u}{L_2} \quad 9)$$

Note-se que  $\delta_u$  é igual à extensão última do aço e  $L_2$  é igual ao deslocamento vertical  $u$ .

Como o valor de cálculo da carga última  $P$ , depende da área de armadura de aço  $A_s$ , o valor escolhido deverá ser o menor presente na estrutura, pois assume-se que a ruptura ocorre na secção menos resistente.

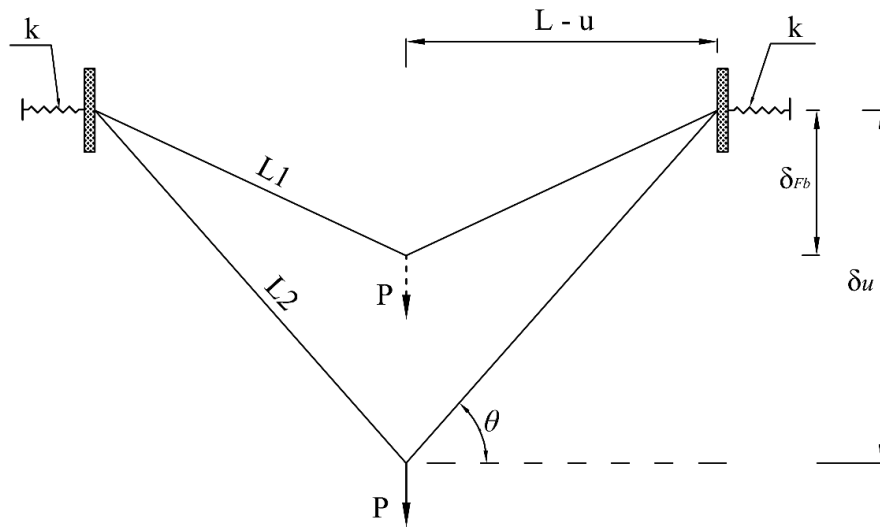


Figura 2.18 - Configuração deformada da estrutura para a carga última - Fonte: (Alogla et al., 2017)

## Capítulo 3 - Ensaio Experimental

Neste capítulo procede-se à descrição sintética do ensaio experimental previamente realizado por (Yu and Tan, 2013), cujos resultados são utilizados para a validação da nossa simulação numérica.

### 3.1. Introdução

O Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA), é um dos métodos directos utilizados para avaliar a resistência ao colapso progressivo, removendo um ou mais elementos estruturais e, consequentemente, avaliar se o dano inicial se propaga aos restantes elementos do sistema estrutural.

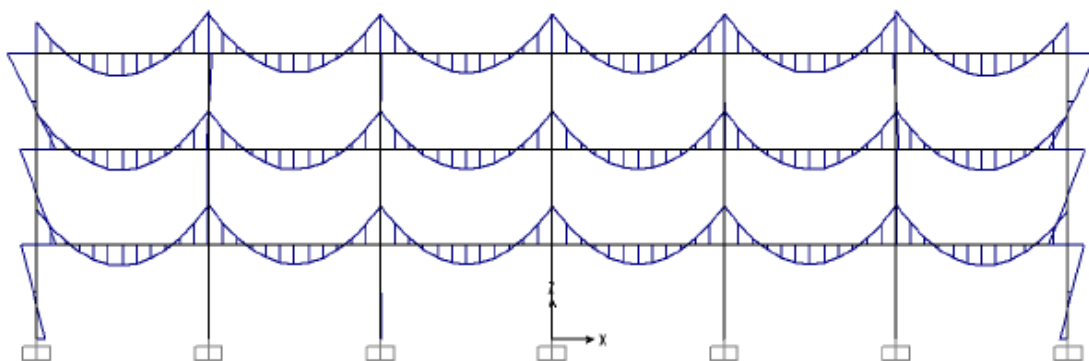


Figura 3.1 - Sistema estrutural inicial - Fonte: (Yu and Tan, 2012)

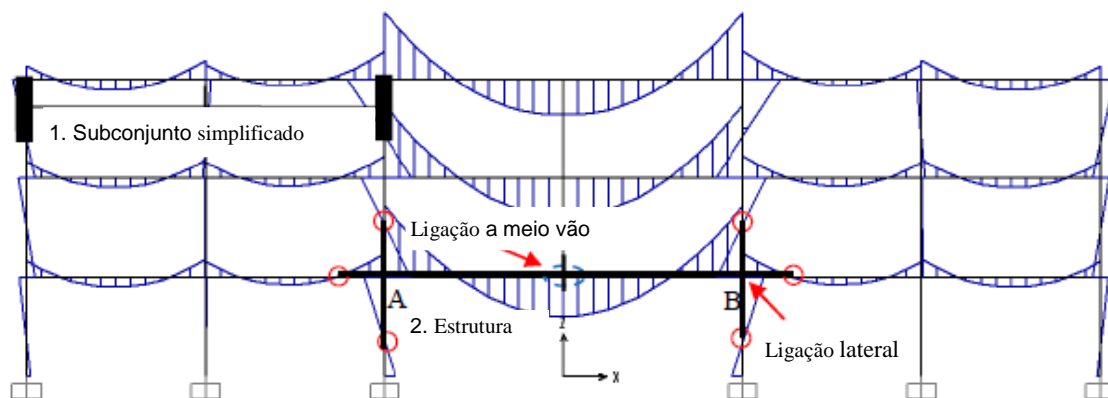


Figura 3.2 - Sistema estrutural após a remoção do pilar - Fonte: adaptado de (Yu and Tan, 2012)

A Figura 3.1 e a Figura 3.2 ilustram os diagramas de momentos flectores antes e após a remoção do pilar central, respectivamente, realizados através de uma análise estática linear. Após a remoção do pilar central, é possível observar, no elemento estrutural AB, a variação do sentido

do momento flector a meio vão, e o incremento significativo do valor do momento nas extremidades deste. No entanto, este tipo de análise não é a mais indicada para avaliar o presente caso, pois as cargas actuantes aumentam de valor devido ao efeito dinâmico, associado à perda repentina do pilar.

Para analisar os diferentes tipos de comportamento das vigas em questão, estas foram testadas de forma isolada, em laboratório, mais precisamente, na Universidade de Tecnologia de Nanyang em Singapura. O ensaio em questão é um ensaio estático, onde se impõe um determinado deslocamento – deslocamento de controlo – até a estrutura em questão colapsar (Yu and Tan, 2013).

### **3.2. Objectivo do Ensaio**

O ensaio experimental foi conduzido tendo em vista estudar o comportamento estrutural das vigas de betão armado em questão e, também, o comportamento das ligações viga-pilar, a meio vão e nas extremidades da mesma, quando se remove subitamente o pilar central.

Em concreto, os objectivos estabelecidos para o ensaio, foram os seguintes:

- Investigar o desenvolvimento de diferentes tipos de comportamento estrutural da viga, designadamente: a acção de flexão, a acção de compressão em arco e, por último, o efeito catenário;
- Analisar a relação extensão/deslocamento dos vários varões longitudinais, em diferentes secções para a viga, com reforço sísmico;
- Analisar o comportamento estrutural da viga, sob diferentes condições de apoio;
- Investigar se o reforço sísmico tem influência no comportamento estrutural contra o colapso progressivo.

### **3.3. Descrição e Características das Vigas**

Neste subcapítulo apresentam-se as pormenorizações das vigas referida no ponto 3.2, bem como as características dos materiais constituintes.

#### **3.3.1. Pormenorizações das vigas**

As pormenorizações das vigas S1 e S2, são apresentadas nas Figura 3.3 e Figura 3.4 respectivamente. Ambas foram projectadas de acordo com as normas presentes no *American Concrete Institute (ACI)*.



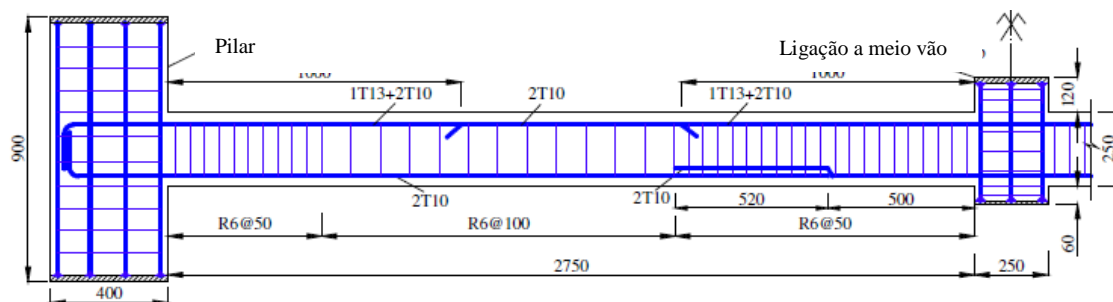


Figura 3.3 - Pormenorização do sistema estrutural S1 – Fonte: (Yu and Tan, 2013)

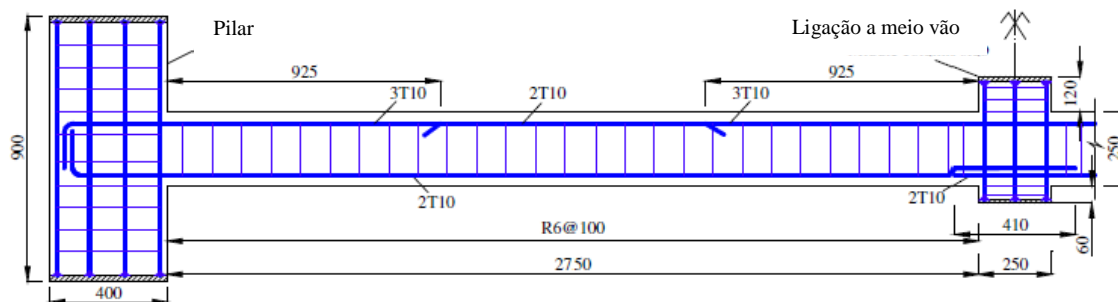


Figura 3.4 - Pormenorização do sistema estrutural S2 - Fonte: adaptado de (Yu and Tan, 2013)

As dimensões geométricas das vigas encontram-se na Tabela 3.1, abaixo apresentada. Os pilares têm 400 mm de largura e 450 mm de profundidade. Isto permite que os pilares tenham comprimento suficiente para garantir a ancoragem das armaduras longitudinais, quando a viga for ensaiada. Note-se que, em ambas as vigas, as armaduras inferiores são reforçadas na ligação a meio vão apresentando, deste modo, emendas que, por sua vez, podem afectar o comportamento catenário, quando estas se encontram perto de atingir o colapso. Os estribos para ambas as vigas são de dois ramos e com diâmetro de 6mm, com um ângulo de 135°.

Tabela 3.1- Propriedades geométricas dos Elementos Estruturais - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Elementos estruturais	Vão da viga(mm)	Dimensões da viga (mm)		Dimensões do meio da viga (mm)		Taxa de Armadura (mm)	
		Altura	Largura	Altura	Largura	Topo	Base
(S1)	27.500	250	150	250	250	0,90% (1T13+2T10)	0,49% (2T10)
(S2)	27.500	250	150	250	250	0,73% (3T10)	0,49% (2T10)

### 3.3.2. Propriedades dos materiais

O aço utilizado, foi de alta resistência, com um valor nominal médio de resistência de 460 MPa, para os varões longitudinais, e de baixa resistência, para os estribos, com um valor nominal médio de resistência de 250 MPa. De forma a obter-se a curva que traduz a relação entre a tensão e deformação (Figura 3.5), foram efectuados ensaios de tracção para ambos os varões, 10mm e 13 mm.

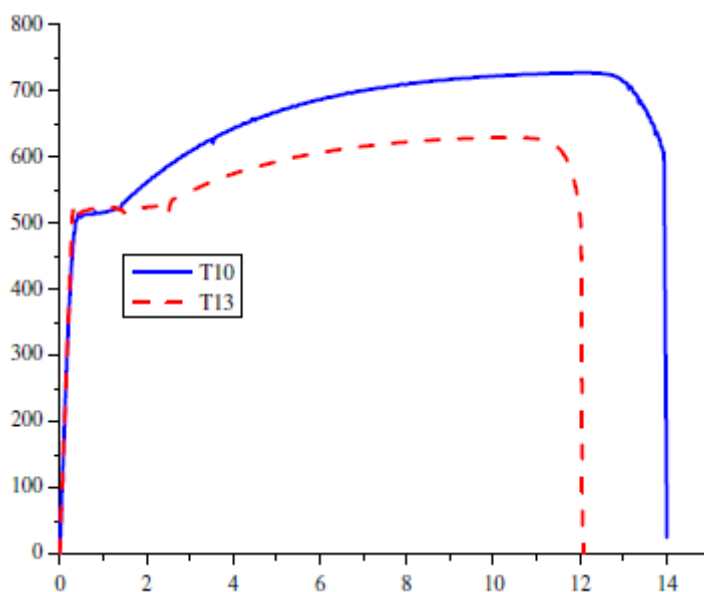


Figura 3.5 - Relação extensão/deformação para o aço - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Para o betão, foram realizados ensaios de compressão em provetes cilíndricos, que continham três transformadores diferenciais com variação linear, distribuídos uniformemente ao longo do provete, ou seja, com um espaçamento de 100 mm entre eles, para se obter toda a curva que traduz a relação entre a tensão e a deformação (Figura 3.6).

As propriedades de ambos os materiais, aço e betão encontram-se na Tabela 3.2 .

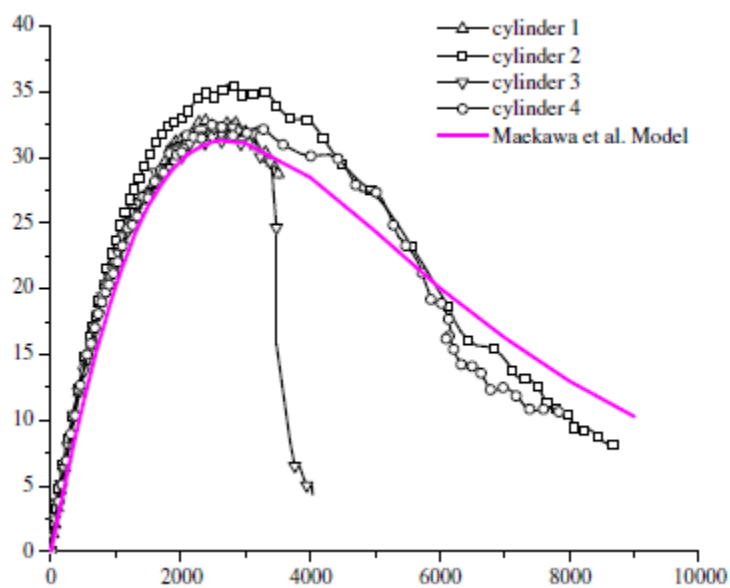


Figura 3.6 - Relação extensão/deformação para o betão - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Tabela 3.2 - Propriedades do aço e betão – Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Item		Diâmetro nominal (mm)	Modulo de elasticidade (MPa)	Tensão de cedência (MPa)	Tensão última (MPa)	Extensão de ruptura (%)	Tipo de varão
Varões longitudinais	T10	10	182,611	511	731	12,32	nervorado
	T13	13	185,763	527	640	10,76	nervorado
Estribos	R6	6	178,500	310	422	14	liso
Betão (150mm (d.)x300mm altura)	Tensão de compressão 31,2 MPa Força de tração 3,2 MPa Modulo de elasticidade secante 27,663 MPa						

### 3.4. Procedimento do Ensaio Experimental

Como referido anteriormente, as vigas foram ensaiadas em laboratório (Figura 3.7).

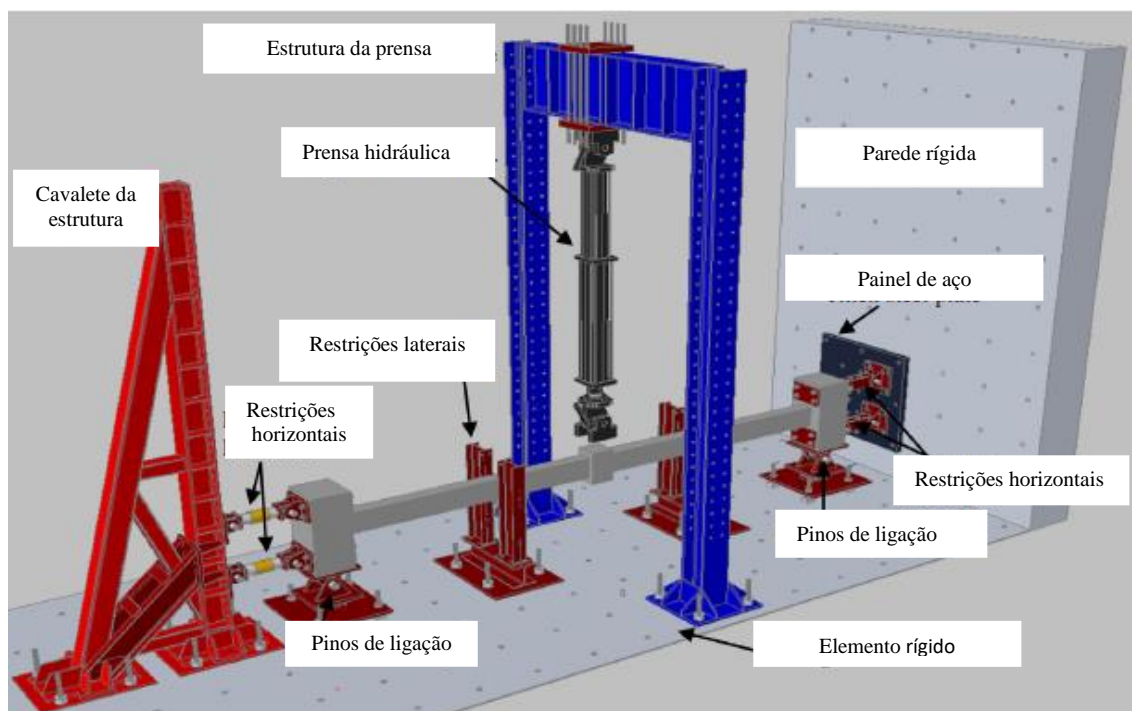


Figura 3.7 - Procedimento experimental - Fonte: adaptado de (Yu and Tan, 2013)

De modo a conseguir-se uma adaptação do ensaio, o mais próximo possível da realidade, as extremidades das vigas foram ligadas a um painel de aço, através de dois parafusos horizontais que, por sua vez, se encontram aparafusados a uma parede de betão, para simular as restrições axiais existentes. Na direcção vertical, as extremidades foram ligadas a um suporte de aço assente em três tubos cilíndricos de aço (Figura 3.8). Os tubos de aço foram utilizados para não restringirem lateralmente a viga, não surgindo, deste modo, forças horizontais no suporte vertical da viga.

Para obter as reacções verticais, foram colocadas células de carga de compressão, debaixo dos suportes verticais de aço (Figura 3.8). Quanto à medição das reacções horizontais, foram colocadas, numa das extremidades da viga (A), duas células de carga decompressão/tracção

Figura 3.8 - Suporte vertical (Yu and Tan, 2013) Figura 3.9 - Suporte horizontal (Yu and Tan 2013).



Figura 3.8 - Suporte vertical (Yu and Tan, 2013)

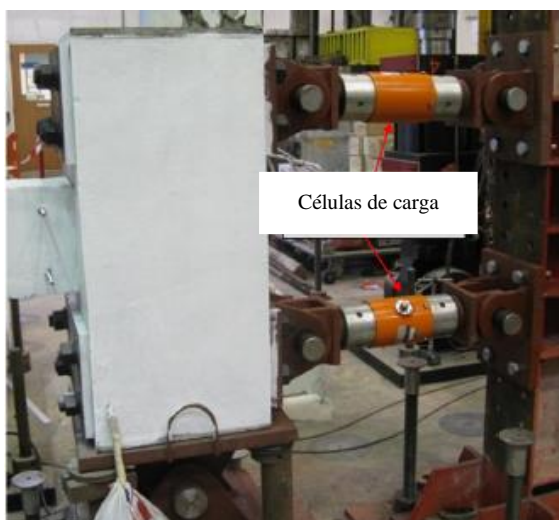


Figura 3.9 - Suporte horizontal (Yu and Tan 2013)



Figura 3.10 - Suporte horizontal - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

De forma a evitar a encurvadura lateral das vigas, durante a realização do ensaio, foram instaladas duas restrições laterais (Figura 3.11). Estas são compostas por painéis de chapas de aço, interligados entre si através de parafusos que, por sua vez, se encontram ligados a um suporte vertical. Esta última ligação, foi efectuada com recurso a tubos cilíndricos de aço, com o objectivo de evitar fricção na direcção vertical, de forma a não adulterar os resultados.



Figura 3.11- Restrição Lateral - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Por último, a carga foi aplicada a meio vão, na parte superior da ligação entre vigas, através de um sistema hidráulico, que contém células de carga e deslocamento incorporadas, até o sistema estrutural colapsar. Deste modo, consegue-se obter a relação entre a força aplicada e o deslocamento da viga a meio vão.

Para se conseguir obter deslocamentos ao longo do sistema estrutural e determinar a configuração deformada do mesmo, foram instalados seis transformadores diferenciais lineares (LVDT) e seis transformadores lineares de deslocamento (L1-L12). Foram, também, colocados quatro LVDTs em ambas as extremidades das vigas, para determinar a rigidez axial das restrições horizontais (L13-L16 e L33-L36). Para a medição da rotação local de determinados pontos, nomeadamente na ligação a meio vão e nas extremidades do sistema estrutural, foram instalados 4 LVDTs (L17-L32). Foram, ainda, colocados extensómetros nos varões de aço em determinadas regiões especificadas, para obter as extensões dos mesmos ao longo do ensaio. Por fim, foram colocadas células de carga e extensómetros nos apoios, para a configuração do ensaio ser estaticamente determinado (Figura 3.12).

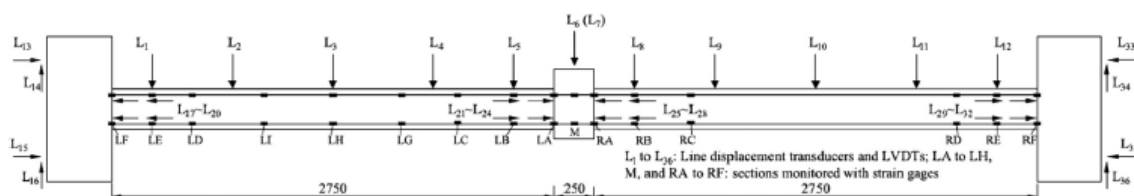


Figura 3.12 - Pormenorização dos sensores- Fonte: (Yu and Tan, 2013)

### 3.5. Resultados do Ensaio Experimental

#### 3.5.1-Resultados estruturais

Neste subcapítulo são apresentados os resultados do ensaio estrutural, ao nível dos elementos macro da estrutura, sem especificação do comportamento dos elementos integrantes, ou seja, betão e aço.

Em primeiro lugar, apresenta-se a configuração deformada da estrutura, em diferentes fases do ensaio, para os dois elementos estruturais S1 e S2, Figura 3.13 e Figura 3.14, respectivamente.

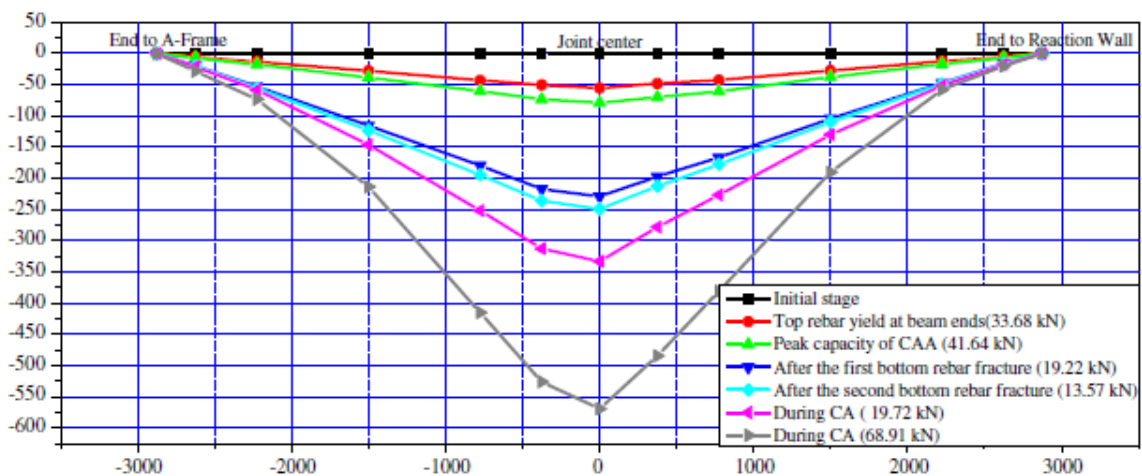


Figura 3.13 - Deformada das Vigas S1 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

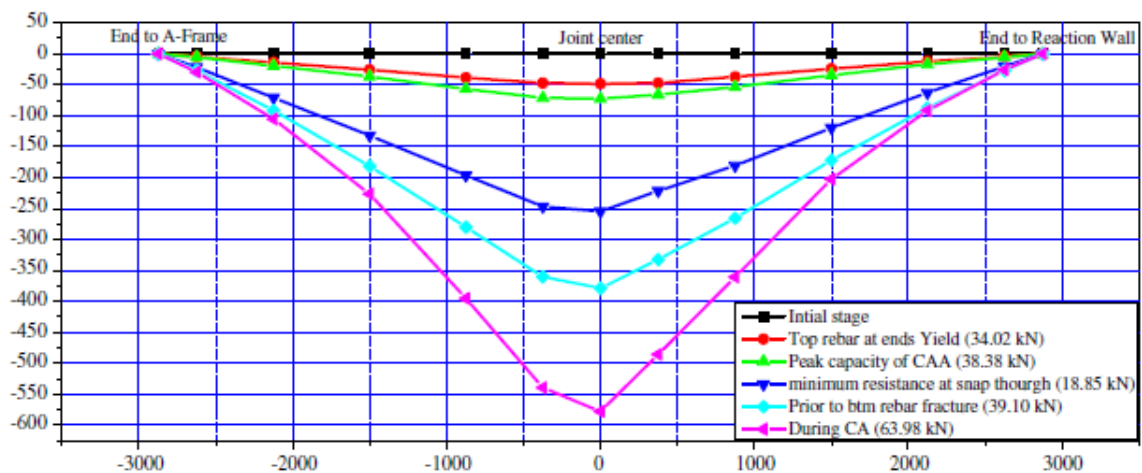


Figura 3.14 - Deformada das Vigas S2 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Como se pode observar, a configuração deformada da estrutura apresenta simetria, excepto na proximidade da ligação a meio vão. Isto ocorre devido à abertura de fendas. Note-se que, quanto

maior é o deslocamento do ponto de controlo, maiores são as aberturas de fendas e, consequentemente, verifica-se maior assimetria.

De seguida é apresentada a curva de capacidade e as forças horizontais da estrutura que surgem para o carregamento vertical (Figura 3.15 e Figura 3.16).

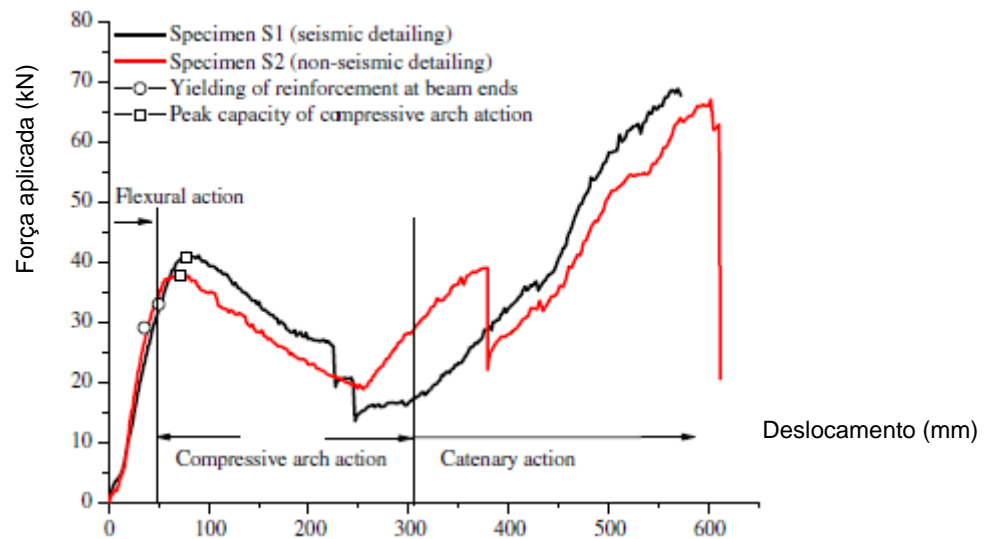


Figura 3.15 - Curva de capacidade da estrutura - aFonte: (Yu and Tan, 2013)

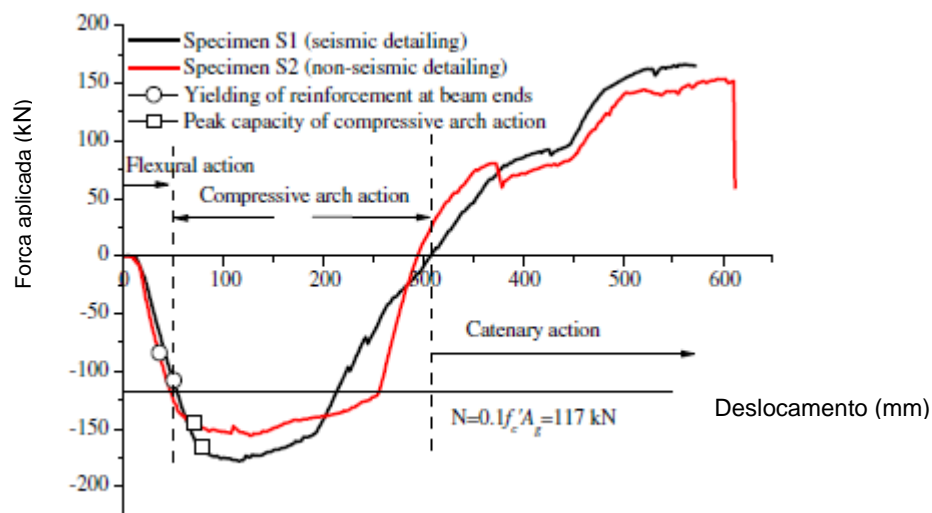


Figura 3.16 - Relação entre reacção horizontal e deslocamento de controlo - Fonte: (Yu and Tan, 2013)



Analizando a curva de capacidade da estrutura, pode-se observar duas quebras súbitas de carga aplicada. A primeira corresponde à fractura das armaduras inferiores, perto da ligação a meio vão, e a última à fractura das armaduras superiores, na extremidade da viga. Note-se que a variação das forças axiais ao longo da viga é igual à variação das reacções horizontais e, deste modo, a Figura 3.16 também representa a variação das reacções horizontais.

Por outro lado, através da Figura 3.16 é possível observar três diferentes tipos de comportamento da estrutura: acção de flexão, acção de compressão em arco e acção catenária. A acção de flexão desenvolve-se até se formarem todas as rótulas plásticas da estrutura, ou seja, primeiro a meio vão e depois nas extremidades da viga. O comportamento catenário da estrutura inicia-se quando o esforço axial da viga muda de compressão para tracção. Esta análise é válida para ambas as vigas, S1 e S2.

Os valores máximos obtidos para a acção de flexão, nas secções críticas, sem a contribuição do esforço axial, encontram-se na Tabela 3.3. Contudo, comparando os resultados da Figura 3.15 com os desta Tabela, verifica-se que os determinados através do ensaio são superiores. Isto deve-se aos esforços axiais de compressão que ocorrem, mesmo para pequenos deslocamentos, contribuindo para uma maior resistência.

Tabela 3.3 - Forças máximas e respectivos deslocamentos a meio vão

Elementos estruturais	Deslocamento (mm)					Força máxima (kN)		
	Resistência máxima para CAA	Resistência	Ruptura da 1.ª armadura	Ruptura da 2.ª armadura	Ruptura da armadura superior no final da viga	FA	CAA	CA
Elemento estrutural 1 (S1)	78	246	227	246	573	33,08	41,64	68,91
Elemento estrutural 2 (S2)	73	255	379	NA	612	29,02	38,38	67,63

Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Note-se, ainda, que o comportamento da acção de compressão em arco (CAA) aumenta a resistência ao carregamento, quando comparado com a acção de flexão. Contudo, após esta atingir a sua capacidade máxima, existe um decréscimo da resistência da estrutura devido à não linearidade geométrica e material.

Por último, a resistência máxima do comportamento de catenária é conseguida somente pelos varões longitudinais de aço, visto que o betão não resiste à tracção.

As fendas ocorridas durante o ensaio experimental, para o comportamento de compressão em arco (CAA) e para a acção catenária (CA) encontram-se nas Figura 3.17 e Figura 3.18, respectivamente.

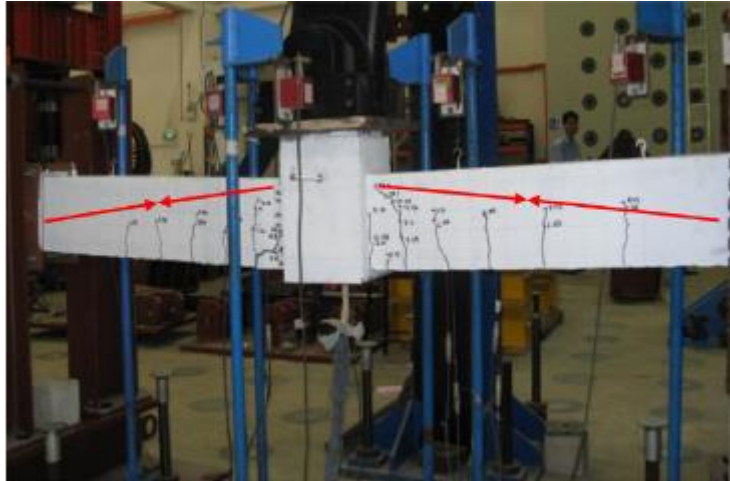


Figura 3.17 - Fendas para a capacidade máxima de carga do CAA - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

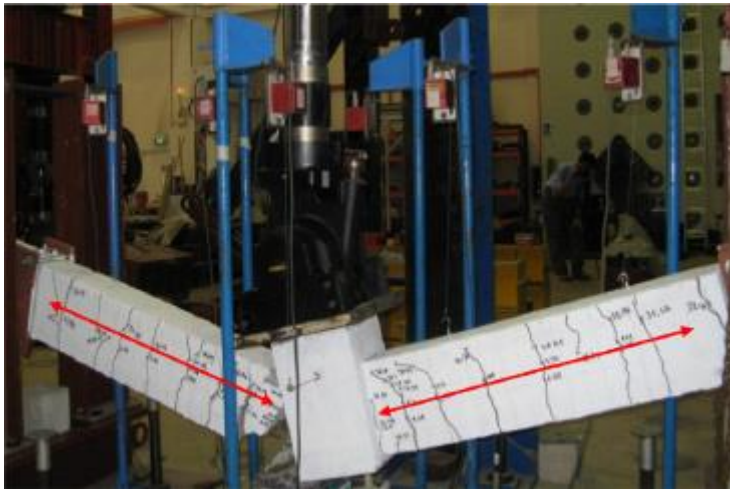


Figura 3.18 - Fendas para a capacidade máxima de carga da CA - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Constata-se que, durante a acção de compressão em arco (CAA), as fendas ocorrem principalmente devido à acção dos momentos flectores, pois estas são perpendiculares ao eixo axial da viga, e param no eixo neutro da secção. No caso da acção catenária (CA), estas são distribuídas de forma uniforme ao longo da viga e atravessam toda a secção. Os modos de ruptura, para ambas as vigas, encontram-se ilustrados nas Figura 3.19 e Figura 3.20.



Figura 3.19 - Modo de ruptura para a Viga S1 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)



Figura 3.20 - Modo de ruptura para a Viga S2- Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Analisando os resultados obtidos, pode-se concluir que o comportamento estrutural das vigas S1 e S2, não é afectado pelo espaçamento dos estribos, excepto na região próxima da ligação a meio vão.

### 3.5.2-Resultados experimentais para a secção de meio vão

Tal como se ilustra através da Figura 3.13 e Figura 3.14, observou-se a deformada da estrutura para diferentes deslocamentos, e procedeu-se á determinação dos esforços internos presentes para os mesmos. As Figura 3.21 e Figura 3.22 mostram a comparação dos resultados experimentais com os resultados teóricos, para flexão composta.

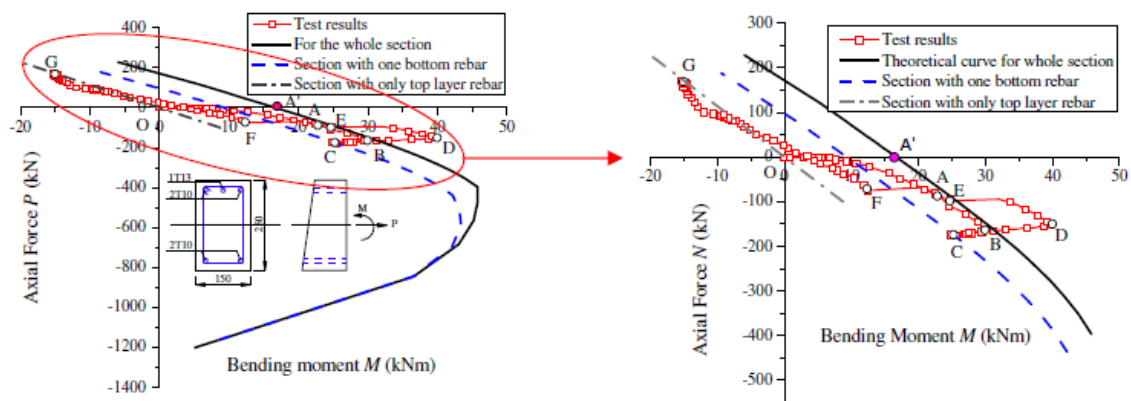


Figura 3.21 - Interação entre o esforço axial e o momento flector a meio vão e na extremidade das Vigas - S1 - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

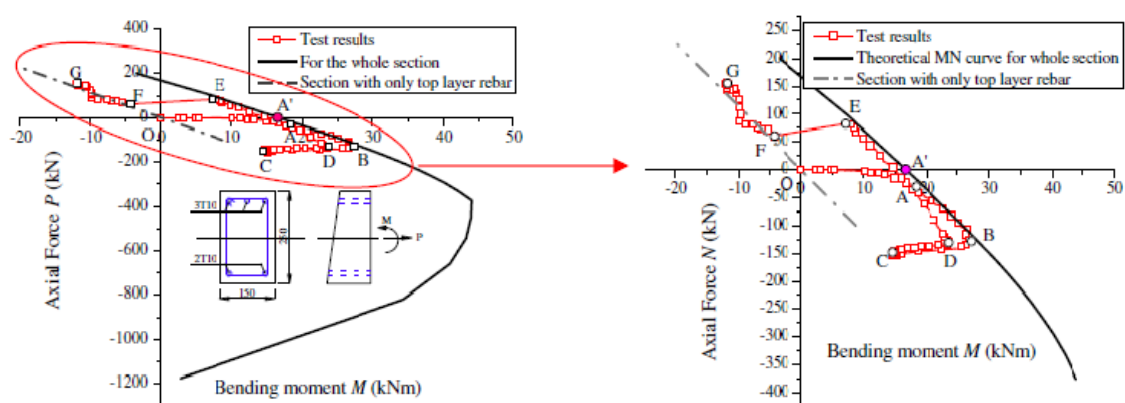


Figura 3.22 - Interação entre o esforço axial e o momento flector a meio vão e na extremidade das Vigas S2- Fonte: (Yu and Tan, 2013)

Os resultados experimentais, apresentados nas figuras referidas anteriormente, são descritos pela série de pontos O-A-B-C-D-E-F-G, onde o ponto O é a origem das coordenadas. No ponto A, a secção atingiu o limite teórico da curva de interacção M-N. Com a continuação do carregamento, surgem esforços axiais, e o momento flector resistente aumenta de A para B. Este último ponto é referente à capacidade máxima de compressão em arco (41.64kN para a viga S1 e 38.38kN para a viga S2). Se não surgissem esforços axiais de compressão, o momento resistente seria A', em vez de A. Na passagem de B para C, verifica-se uma diminuição da capacidade resistente da estrutura, devido ao esmagamento do betão. De C para D, existe um aumento da capacidade de carga da estrutura, que se atribui ao efeito de confinamento do betão, pelos estribos, e ao endurecimento da armadura inferior. Quanto menor for o espaçamento dos estribos, maior será o confinamento, aumentando a capacidade do momento flector resistente. De D para E, para a viga S1, verifica-se a ruptura de uma das armaduras inferiores, diminuindo

a capacidade de carga da estrutura. De E para F, verifica-se novamente a ruptura de uma das armaduras inferiores da secção. Para a viga S2, os resultados experimentais de D para E, acompanham a curva teórica de intersecção  $M-N$ . No ponto E, ocorre a fractura de uma armadura inferior, originando o ponto F.

Como ilustra a Figura 3.23, a capacidade de carga da estrutura  $P$ , é dada por:

$$P = \frac{2(M_m + M_e - N\Delta)}{L} \quad (5)$$

Onde,  $M_m$  e  $M_e$ , são o momento actuante a meio vão e nas extremidades do sistema estrutural, respectivamente,  $N$  é o esforço axial de compressão,  $\Delta$  é o deslocamento da ligação a meio vão e  $L$  é o comprimento da viga. A equação 5 ilustra o efeito do esforço axial de compressão na capacidade de carga da estrutura de duas maneiras: devido à presença do esforço axial de compressão,  $M_m$  e  $M_e$  aumentam, o que, por sua vez, origina um maior valor de  $P$ ; e o aumento de  $\Delta$ , que incrementa o valor de  $N\Delta$ , originando uma menor capacidade de carga. Então, pode-se concluir que a máxima capacidade de carga, para a CAA, é atingida para pequenos valores de  $\Delta$ , e que corresponde ao valor máximo do esforço axial de compressão, como indicam as Figura 3.15 e Figura 3.16.

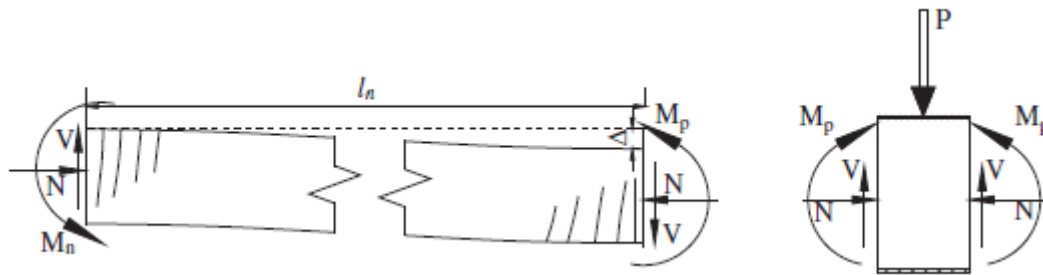


Figura 3.23 - Diagrama do corpo rígido de elementos sujeitos a acção de compressão em arco - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

### 3.3.2.1-Resultados experimentais para os varões de aço

Em seguida são apresentadas as extensões das armaduras longitudinais para diferentes secções da estrutura. Os resultados obtidos evidenciam os vários tipos de comportamento da estrutura ao longo do ensaio, isto é, comportamento de flexão, comportamento de compressão em arco e a

acção catenária – Figura 3.25, Figura 3.26 e Figura 3.27. As secções em estudo estão ilustradas na Figura 3.24.

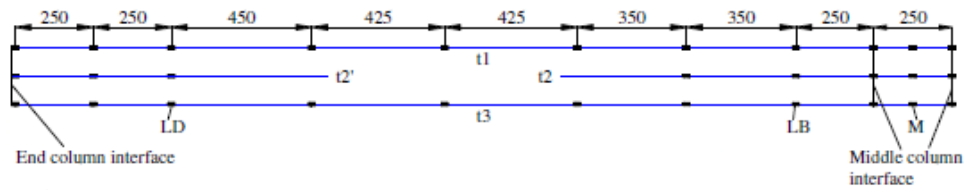


Figura 3.24 - Localização dos extensómetros (secções LD, LB e meio vão) – adaptado de (Yu and Tan, 2013)

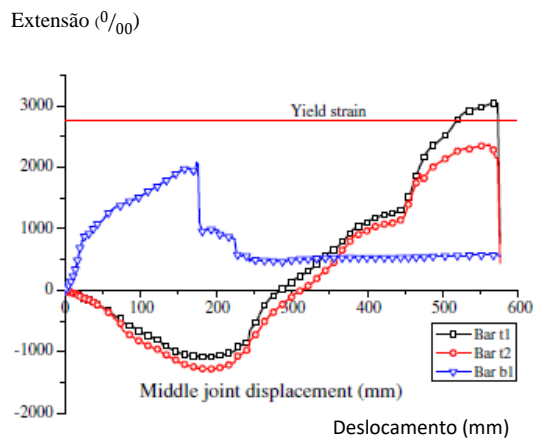


Figura 3.25 - Relação extensão/deslocamento de controlo para a secção de meio vão – Fonte: (Yu and Tan, 2013)

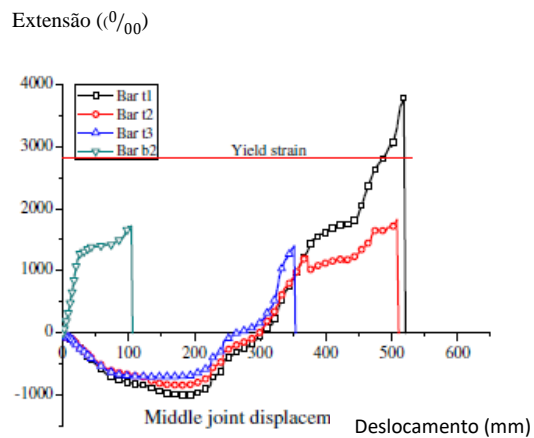


Figura 3.26 - Relação extensão/deslocamento de controlo para a secção LB – Fonte: (Yu and Tan, 2013)

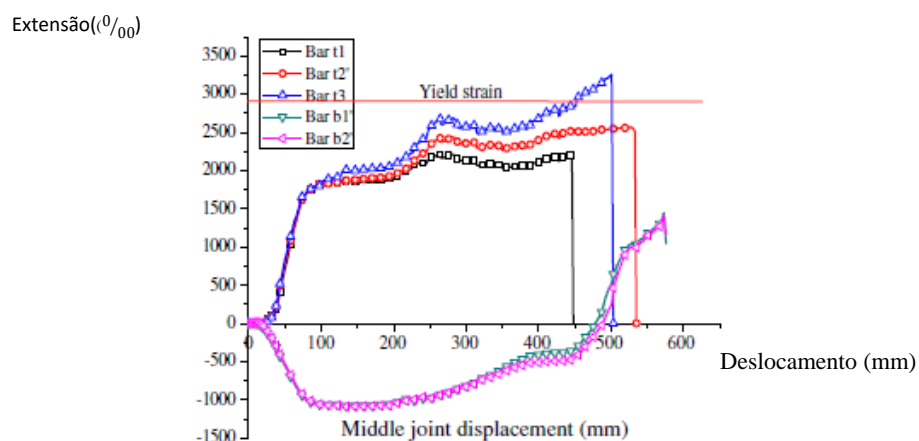


Figura 3.27 - Relação extensão/deslocamento de controlo para a secção LD - Fonte: (Yu and Tan, 2013)

## Capítulo 4 - Caso de Estudo

O caso de estudo, objecto da presente dissertação, consiste na modelação numérica do Ensaio Experimental descrito no capítulo anterior, que é apresentada de forma desenvolvida no ponto seguinte.

### 4.1. Modelo numérico

O modelo numérico do ensaio experimental foi criado com o auxílio do programa de cálculo automático *SeismoStruct* v7.06, que utiliza elementos de fibras. O software consiste em três módulos principais: um pré-processador, no qual é possível definir os parâmetros do modelo estrutural, um processador, no qual a análise é realizada e, finalmente, um pós-processador para apresentar os resultados.

#### 4.1.1. Calibração dos materiais

O SeismoStruct permite simular o comportamento não linear dos materiais, através da utilização de um dos vários modelos disponíveis, propostos por diversos autores. O modelo adoptado para a modelação do betão foi o modelo não linear de *Chang-Mander*. No entanto, para calibrar o modelo referido anteriormente, procedeu-se a uma série de ensaios de compressão numéricos (cinco), visando a obtenção de um comportamento do modelo adoptado o mais próximo possível dos resultados experimentais (Figura 4.1). Na realização dos ensaios numéricos, utilizaram-se diversos valores para os parâmetros utilizados no modelo de *Chang-Mander*, de forma a obter resultados progressivamente mais aproximados dos resultados de referência.

Na Tabela 4.1, apresentam-se os parâmetros considerados para a modelação do betão, correspondentes ao ensaio 5.

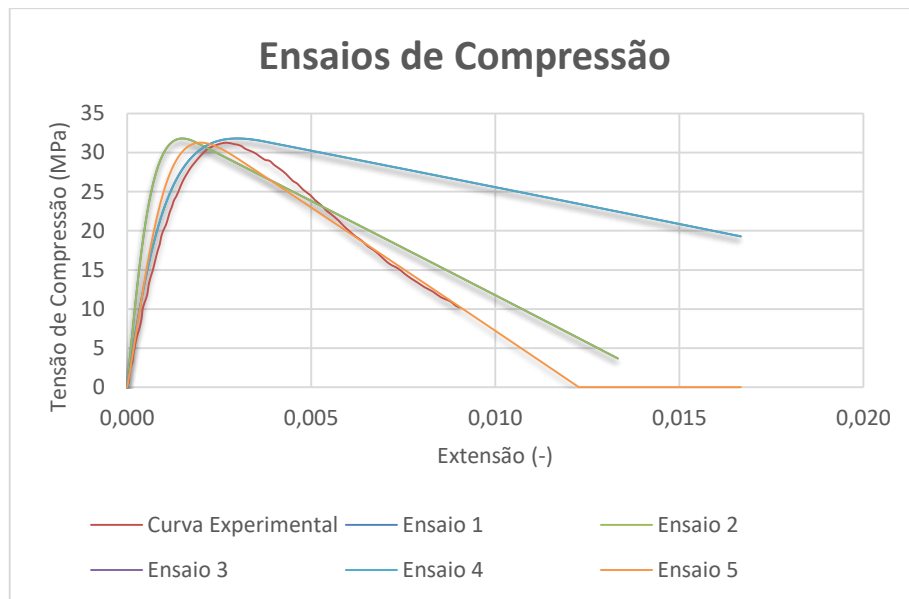


Figura 4.1 - Comparação de resultados para os ensaios de compressão do betão

Tabela 4.1 - Parâmetros considerados na modelação do betão

Ensaio 5		
Parâmetros	Unidades	Valor
$f_c$	kPa	17700,00
$f_{ct}$	kPa	2200,00
$E_c$	kPa	1,50E+07
$\epsilon_c$	m/m	0,002
$\epsilon_t$	m/m	0,0002
$x_{cr}^-$		1,60
$x_{cr}^+$		3,0
$\gamma_c$	kN/m3	24,0

Para simular o comportamento dos varões longitudinais de aço, utilizou-se o modelo de *DoDd\_Restropo*. Como no caso do betão, para a calibração deste, foram efectuados ensaios numéricos. Os ensaios numéricos para o aço, foram ensaios de tracção. Como a viga simulada numericamente contém duas armaduras com diâmetros diferentes, realizou-se um ensaio para cada uma.

Nas Figura 4.2 e Figura 4.3, observam-se as relações constitutivas dos varões ensaiados numericamente, varão de 10 mm e 13 mm, respectivamente.



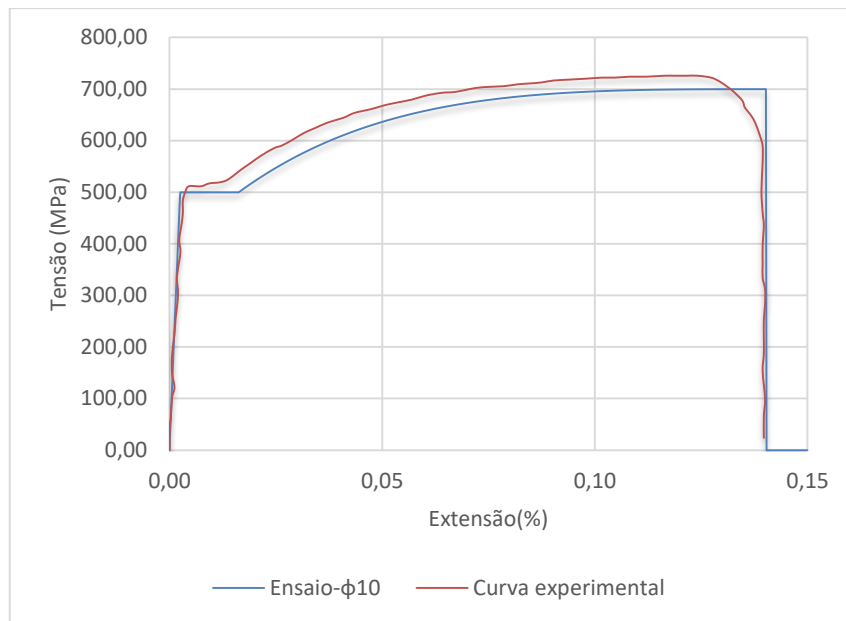


Figura 4.2 - Comparação de resultados para o ensaio de tracção do varão de 10 mm

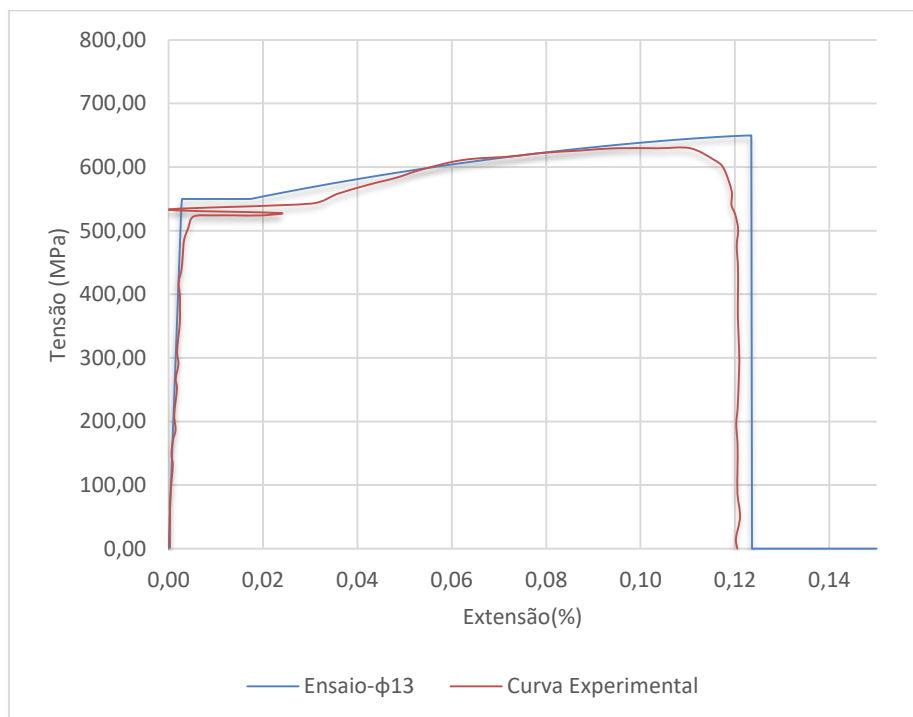


Figura 4.3 - Comparação de resultados para o ensaio de tracção do varão de 13 mm

Os valores dos parâmetros utilizados no programa de cálculo numérico, para cada varão de aço, são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela 4.2 - Parâmetros considerados na modelação do varão de aço de 13 mm

Parâmetros	Unidades	Valor
Módulo de Elasticidade $E$	kPa	2,00E+08
Tensão de cedência $f_y$	kPa	550000
Tensão máxima	kPa	650000
Extensão no início do endurecimento	-	0,017
Extensão para a tensão máxima	-	0,113
Extensão no ponto intermédio do endurecimento	-	0,053
Tensão no ponto intermédio do endurecimento	kPa	600000

Tabela 4.3 - Parâmetros considerados na modelação do varão de aço de 10 mm

Parâmetros	Unidades	Valor
Módulo de Elasticidade $E$	kPa	2,00E+08
Tensão de cedência $f_y$	kPa	500000
Tensão máxima	kPa	700000
Extensão no início do endurecimento	-	0,016
Extensão para a tensão máxima	-	0,123
Extensão no ponto intermédio do endurecimento	-	0,053
Tensão no ponto intermédio do endurecimento	kPa	650000

No entanto, porque o programa de cálculo apenas permite a utilização de um tipo de relação constitutiva para o aço, após a simulação numérica do comportamento dos varões de 10mm e 13mm e validação dos resultados obtidos, com os resultados experimentais, calculou-se a sua média ponderada, para uma maior aproximação do comportamento estrutural numérico ao experimental. Os parâmetros e os respectivos valores ponderados dos varões de aço, considerados no ensaio, constam Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Parâmetros considerados na modelação dos varões de aço

Parâmetros	Unidades	Valor
Módulo de Elasticidade $E$	kPa	2,00E+08
Tensão de cedência $f_y$	kPa	540000
Tensão máxima	kPa	670000
Extensão no início do endurecimento	-	0,016
Extensão para a tensão máxima	-	0,123
Extensão no ponto intermédio do endurecimento	-	0,053
Tensão no ponto intermédio do endurecimento	kPa	640000

## 4.2. Metodologia

Na simulação da estrutura, tendo em consideração que esta é simétrica, procedeu-se a uma simplificação da mesma, e a análise efectuada teve apenas em conta metade da estrutura. Isto permite uma maior celeridade nos cálculos, sem afectar os resultados finais (Figura 4.4)

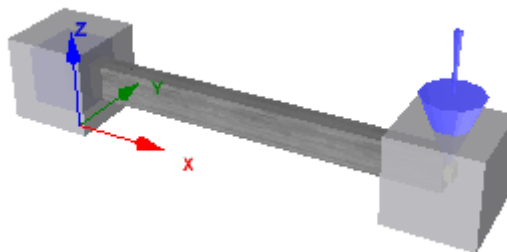


Figura 4.4 - Modelo numérico da estrutura

O programa de cálculo permite ultimar diferentes tipos de elementos finitos. Na presente dissertação, os elementos utilizados na definição da viga, foram *infrmDB*, ou seja, elementos finitos não lineares baseados em deslocamentos. A utilização destes elementos é indicada para a modelação de vigas e pilares que tenham um comprimento curto (abaixo de um 1,0 m), uma vez que permite uma melhor precisão e estabilidade da análise, o que os torna indicados para o presente caso de estudo.

Este tipo de elemento permite modelar elementos estruturais, tendo em consideração as propriedades não lineares e geométricas do mesmo. A relação tensão-deformação, para cada secção, é obtida através da integração da resposta não linear das fibras em que a secção foi dividida. O elemento *infrmDB* possui dois pontos de integração, um para cada secção, e a

integração entre estes é calculada pelo método de *Gauss*. Como, ao longo dos pontos de integração, se assume que os elementos têm deslocamentos axiais constantes e rotações lineares, o que apenas se verifica no caso de elementos prismáticos, com resposta linear, estes devem possuir um comprimento pequeno, de forma a garantir um maior rigor dos resultados. O número de fibras para cada secção, é definido pelo utilizador (Figura 4.5).

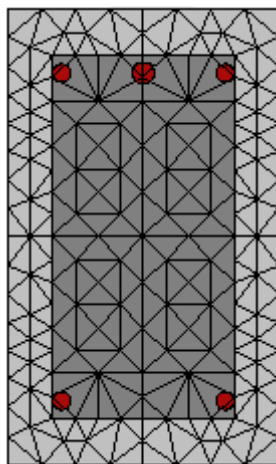


Figura 4.5 - Discretização da secção

Para efectuar a simulação do ensaio experimental, através do modelo numérico, recorreu-se ao método de análise incremental. Foi imposto um deslocamento vertical de 600mm a meio vão (deslocamento de controlo) e, consequentemente, analisaram-se os resultados, enquanto no ensaio experimental foi imposta uma força, até se atingir o deslocamento referido. Tendo em conta a diferença do processo de realização, entre o ensaio numérico e experimental, foi necessário retirar o peso próprio da estrutura no ensaio numérico, caso contrário a carga de capacidade da estrutura seria a carga imposta mais o peso próprio da estrutura, o que conduziria a resultados enviesados por excesso.

A metodologia utilizada para a viga simulada foi a seguinte:

- Modelação de dois modelos – modelo com ligação viga-pilar rígida; modelo com ligação viga-pilar semi-rígida;
- Para cada modelo, considerou-se um número de elementos finitos fixo, variando o número de passos de deslocamento, analisando a sua convergência;
- Posteriormente, repetiu-se o processo acima descrito, com aumento do número de elementos finitos, e procedeu-se à análise da convergência entre modelos com diversos elementos finitos.

O número inicial de elementos finitos (4) utilizados em ambos os modelos, corresponde ao número de secções, com diferentes características, presentes na estrutura. Posteriormente, o refinamento do número de elementos finitos é efectuado de forma que estes apresentem um comprimento aproximado entre si. O número de passos de deslocamento representa o número de divisões sobre o qual será dividido o deslocamento total imposto. Visto que a análise incremental apenas fornece resultados para cada passo de deslocamento, quanto maior for o número destes, maior será a precisão dos resultados.

No modelo rígido considerou-se a ligação viga-pilar infinitamente rígida, não permitindo deslocamentos e rotações em qualquer plano. Para o modelo semi-rígido foi necessária a introdução de uma mola helicoidal na ligação de extremidade, com comportamento elástico, no plano x-z. Em ambos os modelos, apenas se permitiu deslocamentos na direcção vertical (eixo z) na ligação a meio vão, sendo os restantes deslocamentos e rotações completamente restringidos.

Foi então necessário proceder a um cálculo aproximado da rigidez rotacional da mola a introduzir na modelação numérica do modelo semi-rígido. Tendo em conta as leis constitutivas dos materiais, concluiu-se que:

$$K_{\theta} = \frac{E \times A \times H^2}{2 \times L} = \frac{200 \times 10^6 \times 0,000045 \times 0,6^2}{2 \times 0,6} = 2430 \text{ kNm/rad}$$

Onde,  $E$  é representado o módulo de elasticidade do aço,  $A$  é secção transversal das chapas de aço,  $H$  é altura entre os suportes horizontais e  $L$  é o comprimento dos mesmos.

### 4.3. Resultados

Como anteriormente foi referido, foram efectuadas várias simulações, para diferentes modelos numéricos. Nos pontos seguintes são apresentados os modelos e respectivos resultados, em termos gráficos.

#### 4.3.1. Modelo Rígido

O modelo ilustrado na Figura 4.6 apresenta-se dividido em 4 elementos finitos, com as características correspondentes às diferentes secções do sistema estrutural em estudo. Os deslocamentos e rotações foram impedidos na ligação viga-pilar e a meio vão apenas se permitiu deslocamentos verticais, como descrito anteriormente.

Esta modelação foi efectuada para diferentes números de passos de deslocamento, como referido anteriormente: utilizou-se  $N=2000$ ,  $N=4000$  e  $N=6000$ .

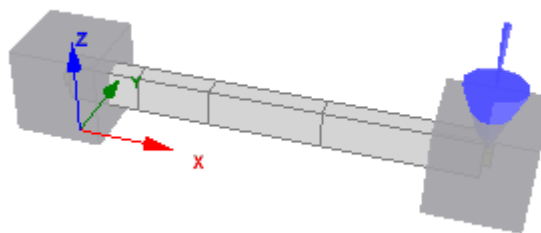


Figura 4.6 - Modelação numérica das vigas S1 com quatro elementos finitos

#### 4.3.1.1. Curvas de Capacidade

Em seguida, apresentam-se as comparações dos resultados, das diversas curvas de capacidade das simulações numéricas realizadas com 4,6, 10 e 20 elementos finitos, para os diferentes passos de deslocamento utilizados na análise.

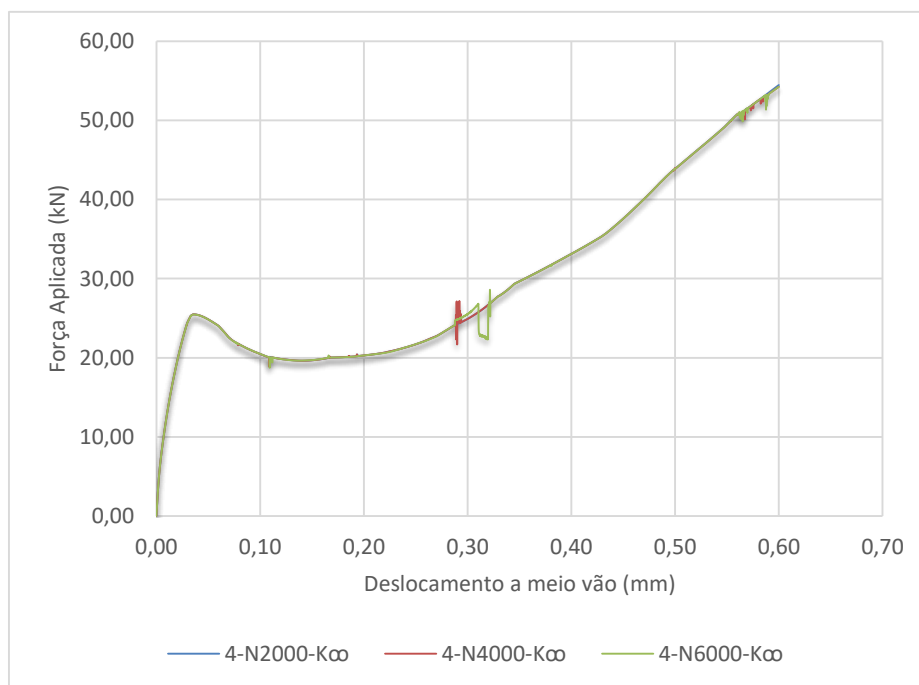


Figura 4.7 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 4 elementos para os diferentes passos de deslocamento

Verifica-se que os resultados obtidos, com 4 elementos, convergiram, pelo que só a análise com maior número de passos ( $N=6000$ ), a mais rigorosa, será comparada com os resultados experimentais (Figura 4.8).

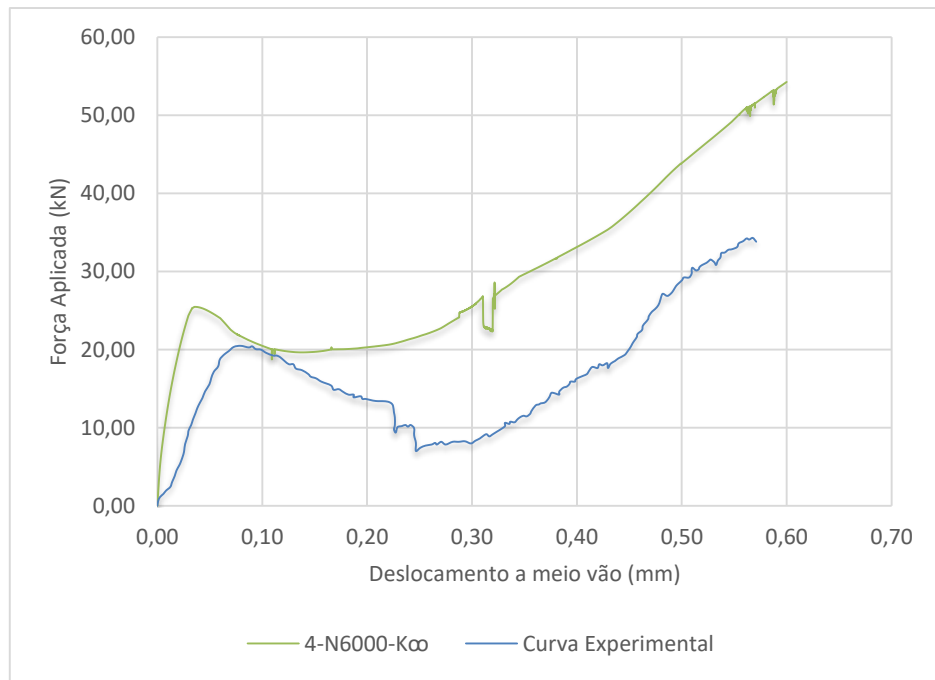


Figura 4.8 - Comparação da curva de capacidade com 4 elementos finitos com a curva experimental

Na simulação com 6 elementos, Figura 4.9, verifica-se que a análise convergiu, novamente, pelo que a análise com maior número de passos, como efectuado anteriormente, será comparada com a curva obtida com base nos resultados experimentais (Figura 4.10).

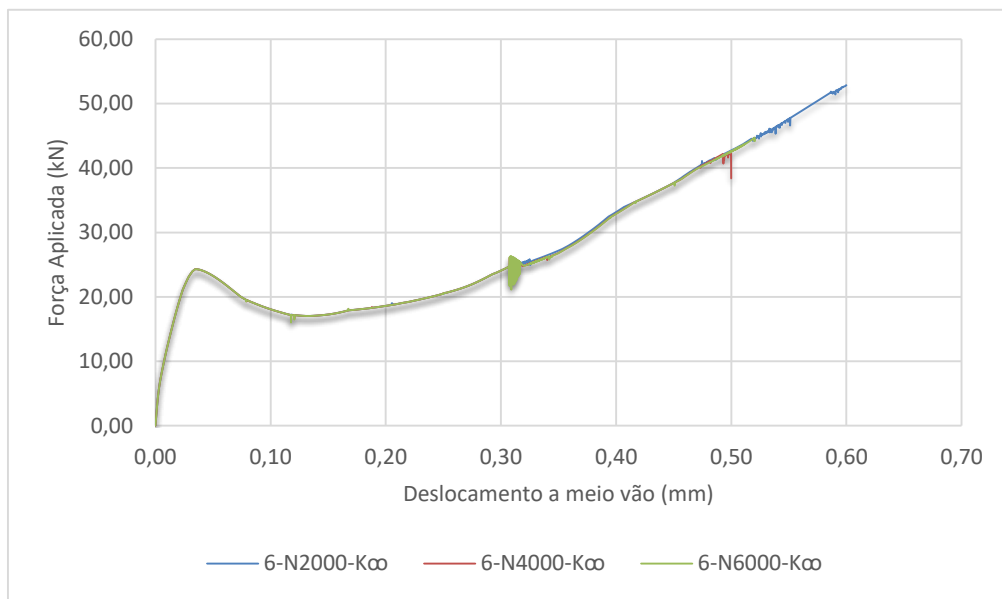


Figura 4.9 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 6 elementos para os diferentes passos de deslocamento

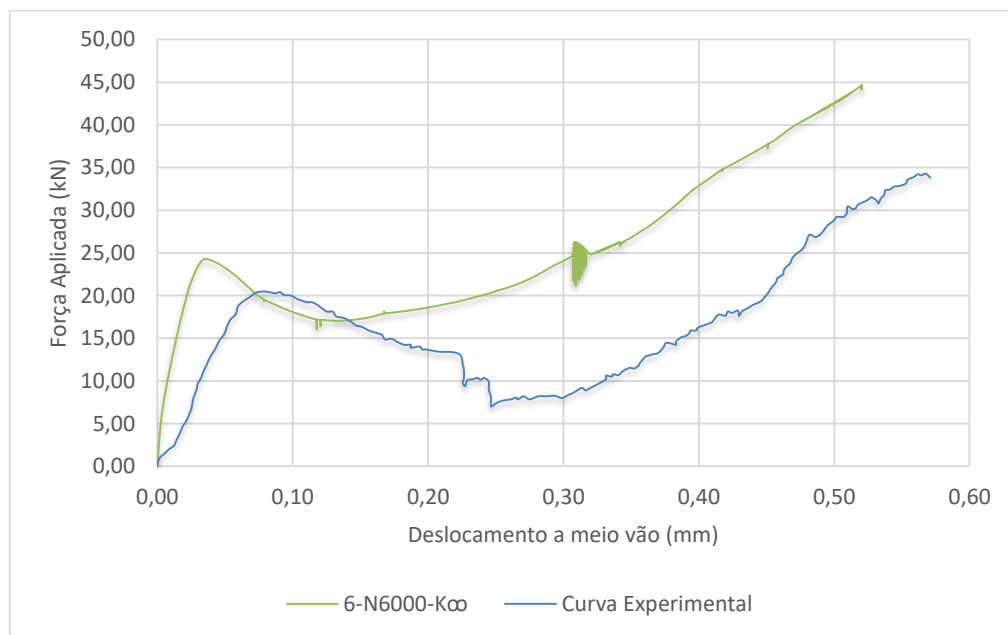


Figura 4.10 - Comparação da curva de capacidade com 6 elementos finitos com a curva experimental

Como é perceptível, o pico máximo da curva de capacidade de carga referente ao efeito de compressão em arco entre a estrutura com 4 e 6 elementos ainda não atingiu a convergência, tendo um erro associado de  $\varepsilon = 0,046$ . Foi então efectuada uma análise com maior número de elementos (Figura 4.11).



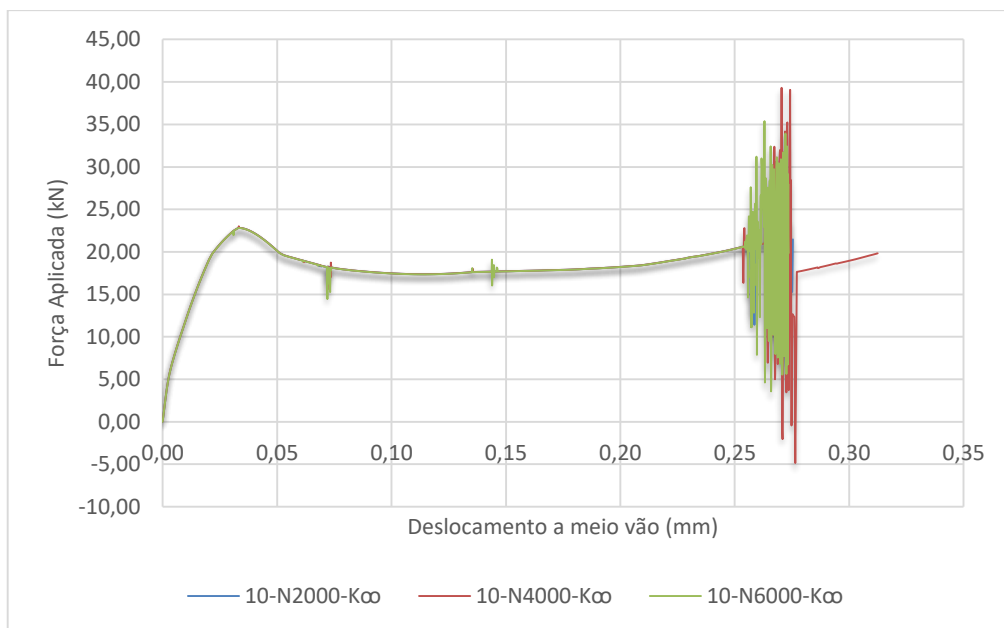


Figura 4.11 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 10 elementos para os diferentes passos de deslocamento

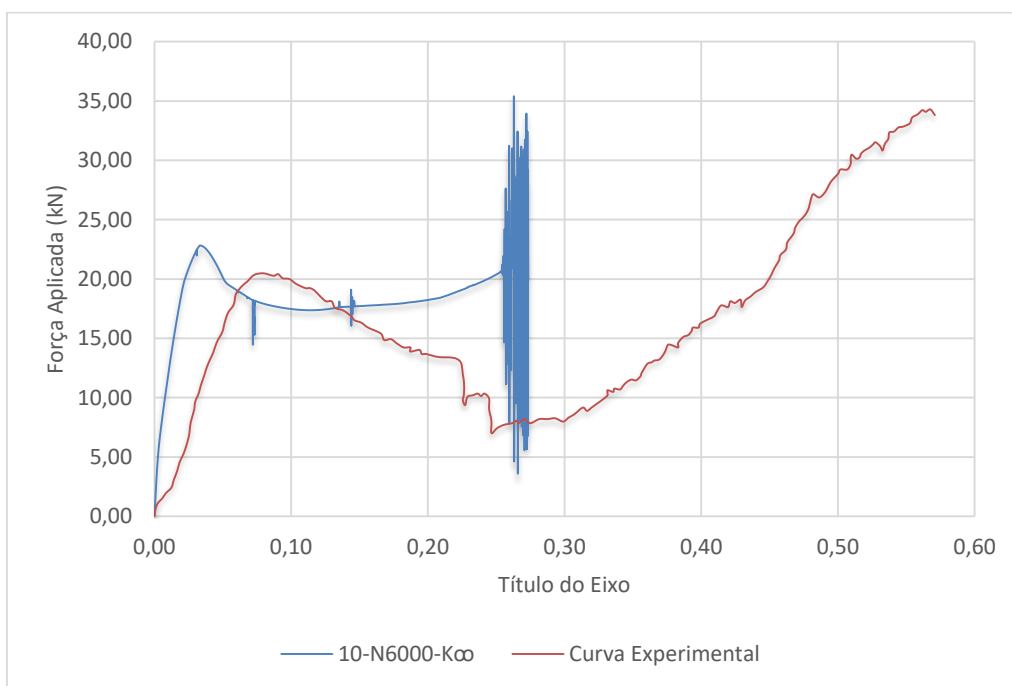


Figura 4.12 - Comparação da curva de capacidade com 10 elementos finitos com a curva experimental

Efectuando o mesmo procedimento anterior descrito, verifica-se um erro de  $\varepsilon = 0,061$  entre o pico máximo de compressão em arco da estrutura composta por 6 e 10 elementos, ou seja, na ordem dos 6%. Deveria ser efectuada uma análise posterior com maior número de elementos finitos, no entanto, como este modelo não apresenta as mesmas condições de apoio relativamente ao ensaio experimental, esta não foi realizada.

#### 4.3.1.2. Esforços axiais dos elementos constituintes da estrutura

Nas figuras que se seguem apresenta-se, em termos gráficos, os esforços axiais e correspondentes deslocamentos a meio vão, para as simulações com diversos números de passos (2000;4000;6000), com 4, 6 e 10 elementos finitos: Beam\_A, Beam\_B, Beam\_C e Beam\_D, correspondentes aos 4 elementos utilizados na primeira análise numérica.

Nas Figura 4.13, Figura 4.14 e Figura 4.15, são apresentados os esforços axiais para os vários passos de carga.

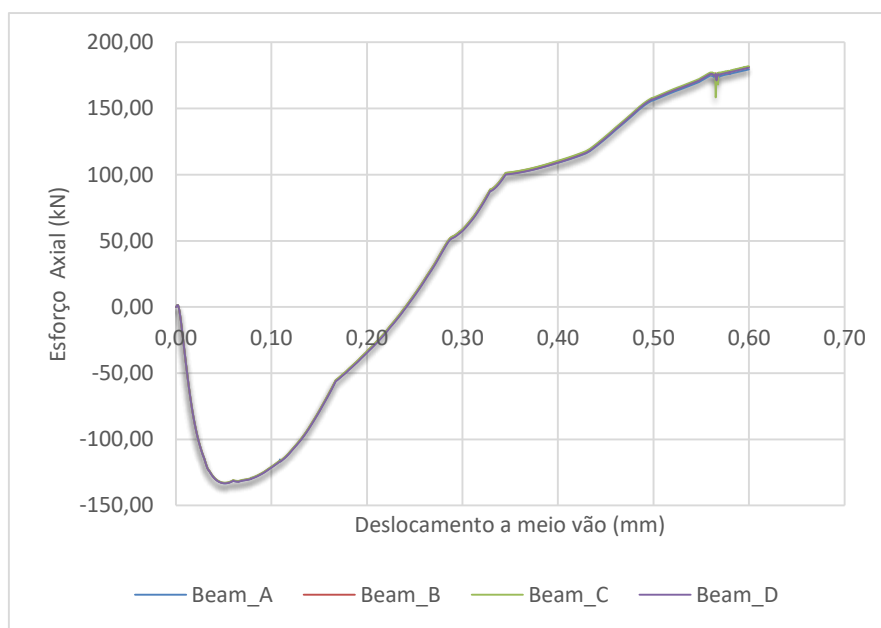


Figura 4.13 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=2000

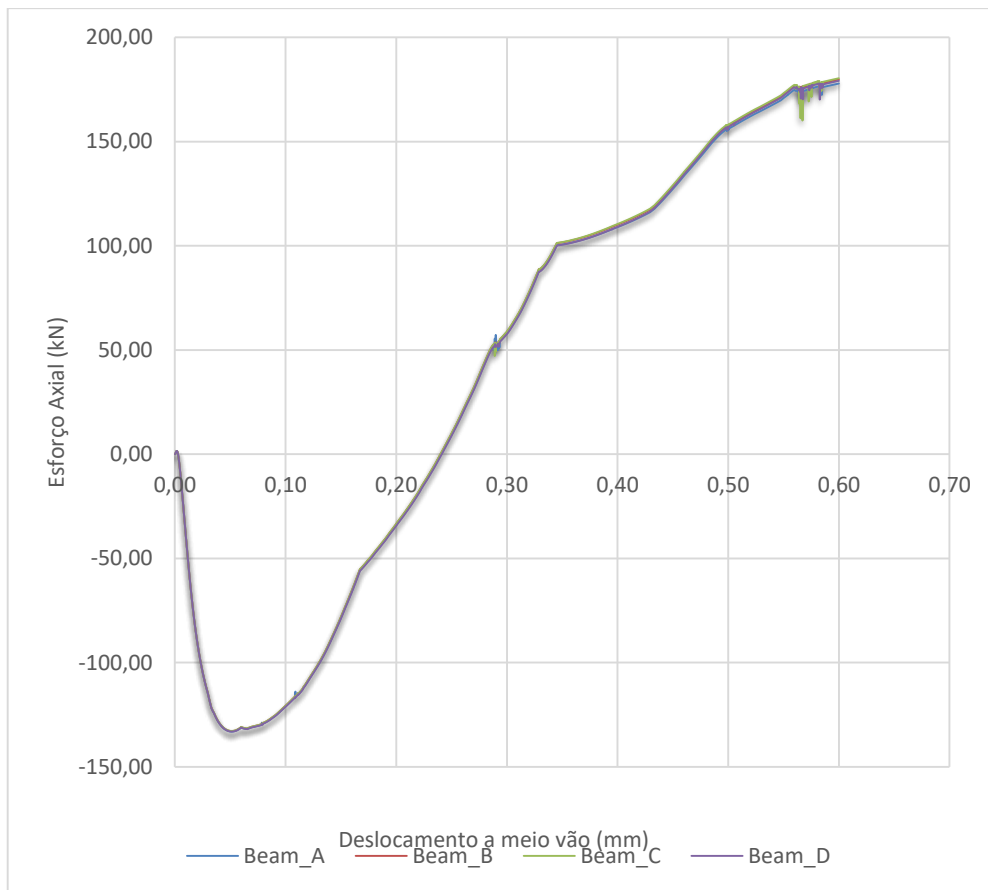


Figura 4.14 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=4000

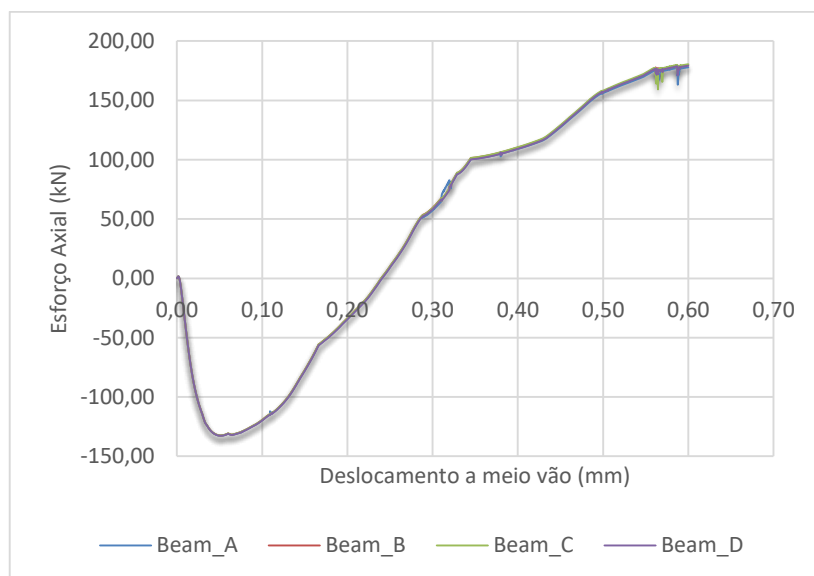


Figura 4.15 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para n=6000

Os resultados do esforço axial da estrutura com 6 elementos são apresentados em seguida (Figura 4.16, Figura 4.17e Figura 4.18). Como anteriormente, Beam\_A, Beam\_B, Beam\_C, Beam\_C\*, Beam\_D e Beam\_D\*, corresponde ao número de elementos finitos utilizados.

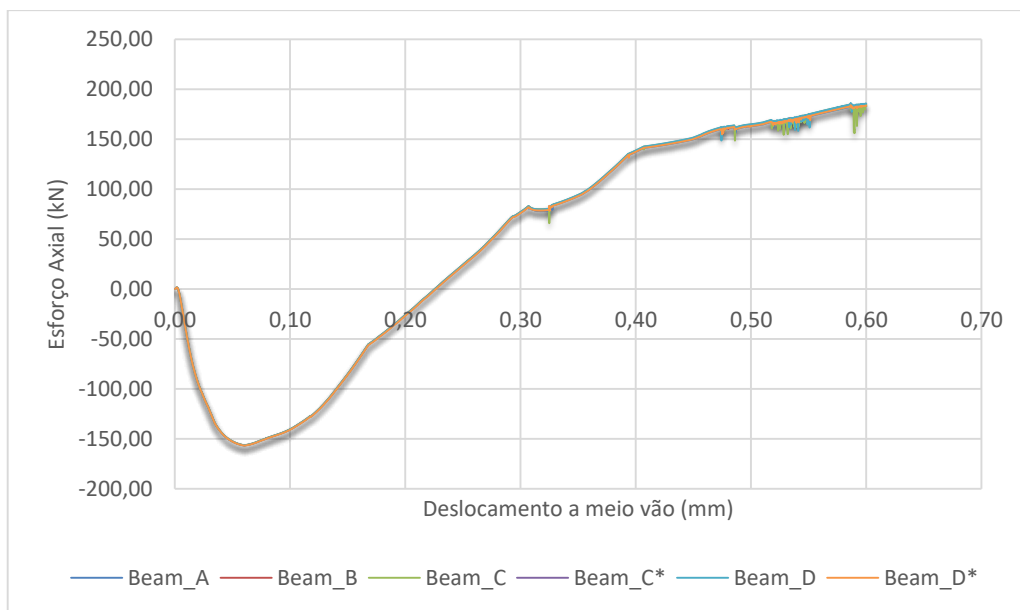


Figura 4.16 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=2000

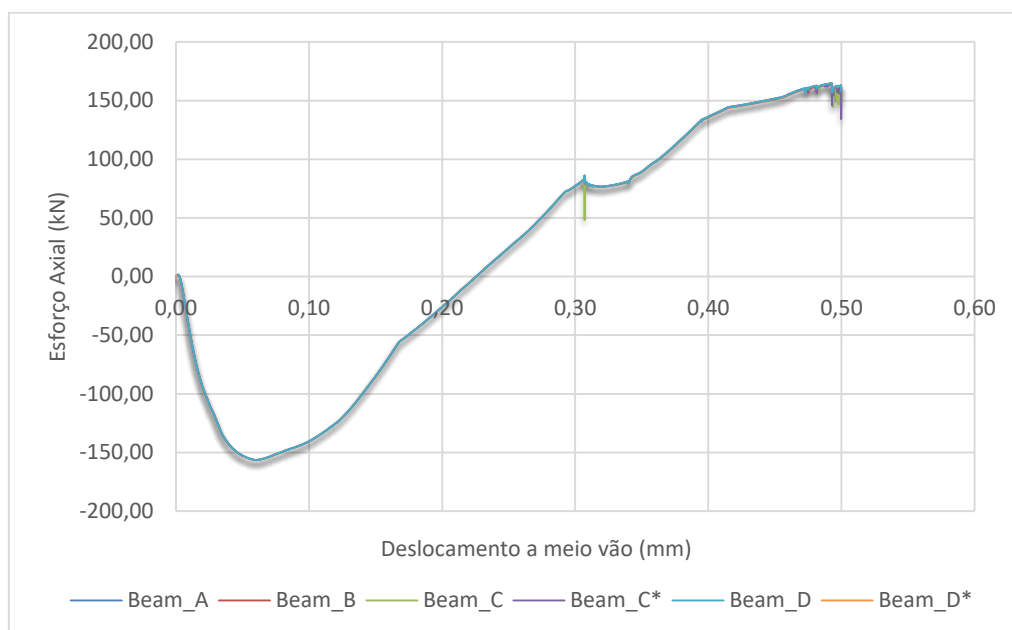


Figura 4.17 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=4000

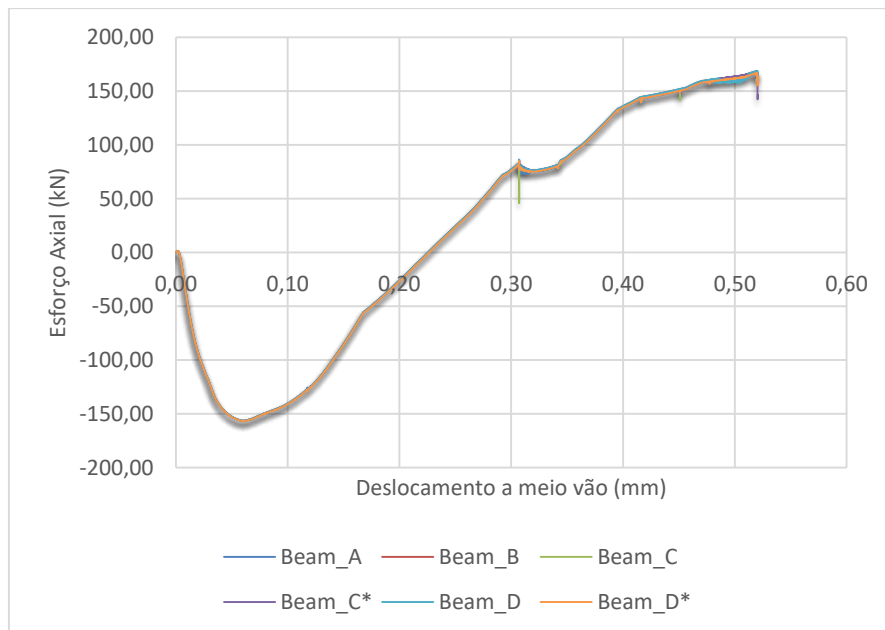


Figura 4.18 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=6000

Por último, apresentam-se os resultados para a estrutura composta por 10 elementos finitos (Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21)

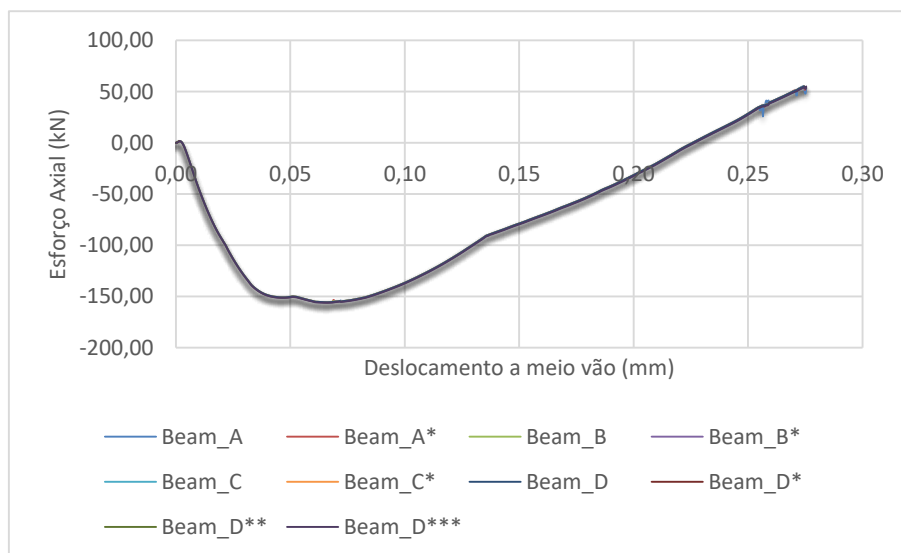


Figura 4.19 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para N=2000

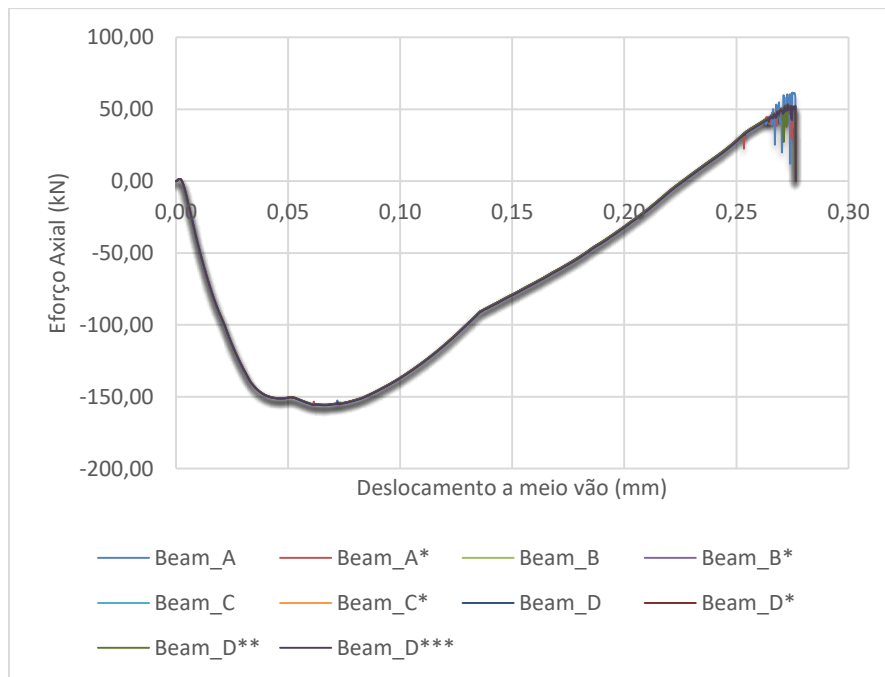


Figura 4.20 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para N=4000

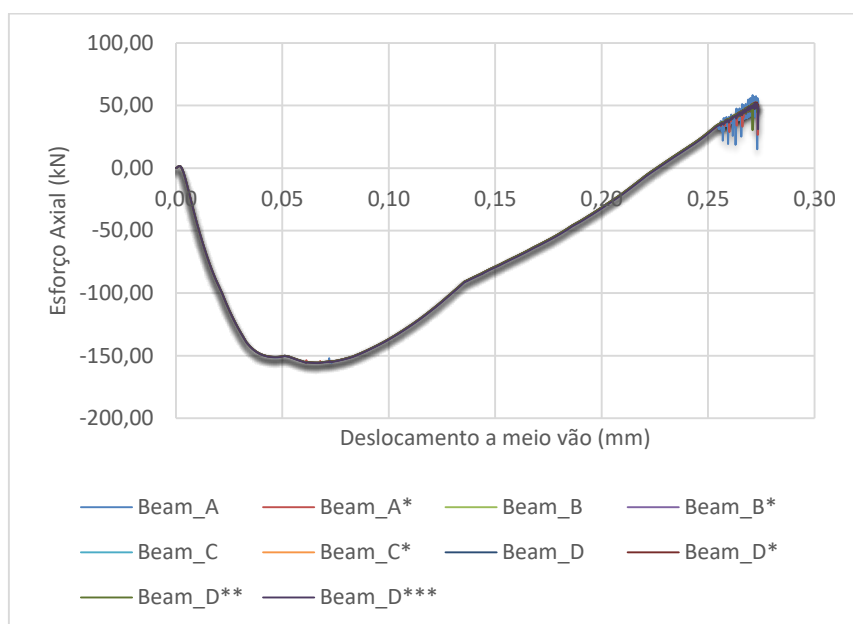


Figura 4.21 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para N=6000

Como a análise com 6 elementos finitos é a que apresenta melhores resultados, apenas se comparou esta, com um número de passos igual a 6.000, com o resultado do esforço axial do ensaio experimental. Apenas foi comparado o esforço axial de um elemento finito, pois o esforço axial é constante ao longo da viga (Figura 4.22).

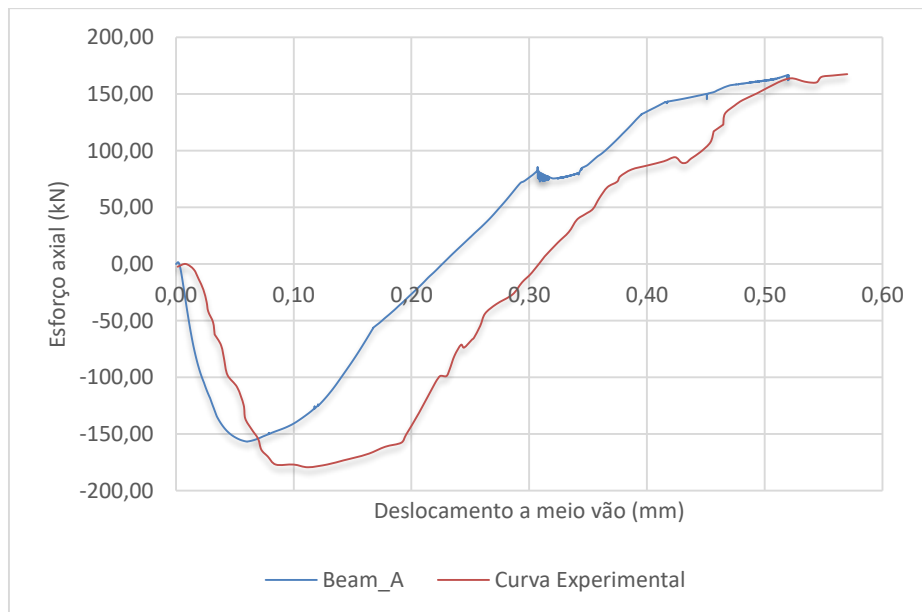


Figura 4.22 - Comparação do esforço axial do elemento (Beam\_A) para  $n=6000$  com a curva experimental

### 4.3.2. Modelo Semi-rígido

Visto que os resultados apresentados no ponto anterior, são superiores aos experimentais, devido à infinita rigidez de rotação no plano x-z, foi introduzida uma mola helicoidal na ligação viga-pilar, com as características mencionadas anteriormente.

Os resultados obtidos para as Curvas de Capacidade e Esforços Axiais dos Elementos da Estrutura, com este modelo, são apresentados nos pontos seguintes.

#### 4.3.2.1. Curvas de Capacidade

Em seguida apresentam-se os resultados das curvas de capacidade das várias simulações numéricas, com diferentes números de elementos finitos (4, 6, 10 e 20), para os diferentes passos de deslocamento utilizados na análise.

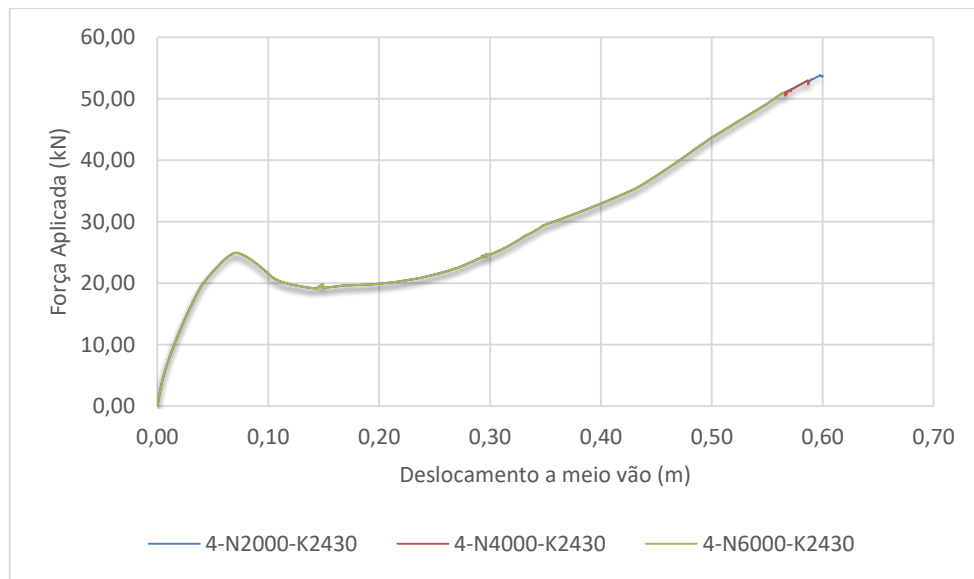


Figura 4.23 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 4 elementos para os diferentes passos de deslocamento

Ao analisar os resultados obtidos, com diferentes números de passos de deslocamento (Figura 4.23), verifica-se que a solução convergiu, pelo que, em seguida, será apresentada apenas a comparação do resultado com N=6000 com os da curva experimental (Figura 4.24).

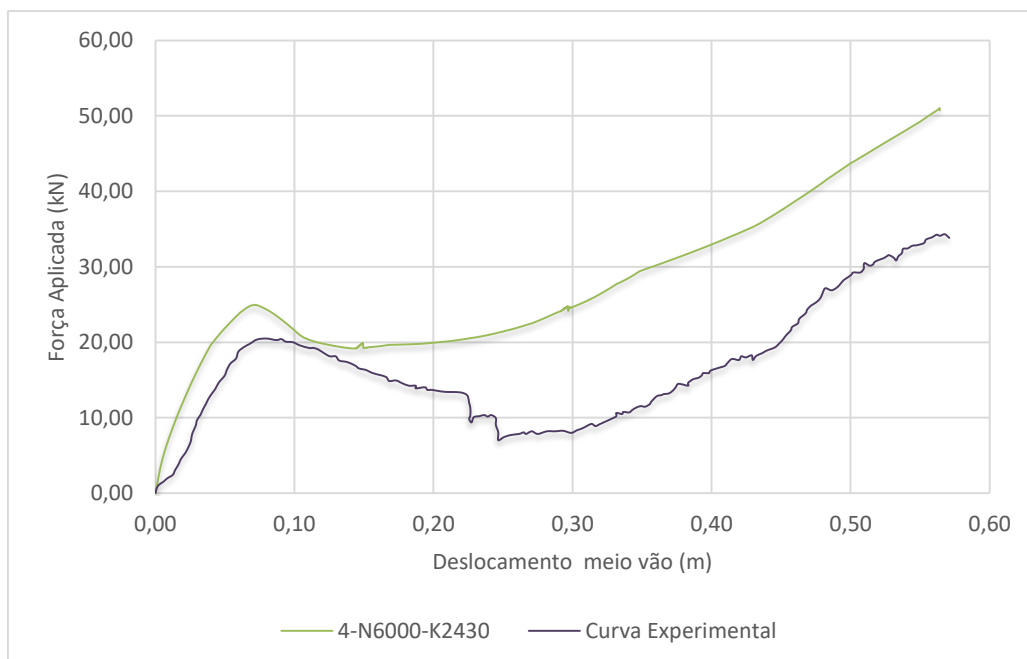


Figura 4.24 - Comparação da curva de capacidade com 4 elementos finitos com a curva experimental



Nas simulações efectuadas com 6, 10 e 20 elementos finitos, as conclusões obtidas são idênticas, como se pode observar nas figuras que se seguem, donde, a comparação, com os dados da curva experimental apenas é efectuada para a simulação com N=6000.

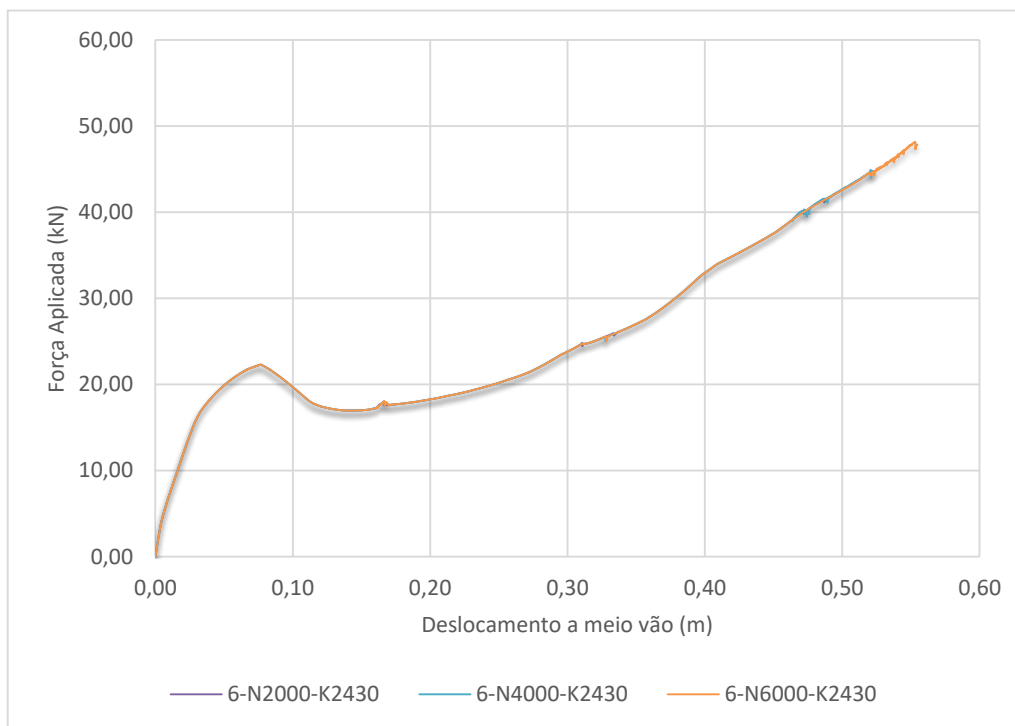


Figura 4.25 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 6 elementos para os diferentes passos de deslocamento

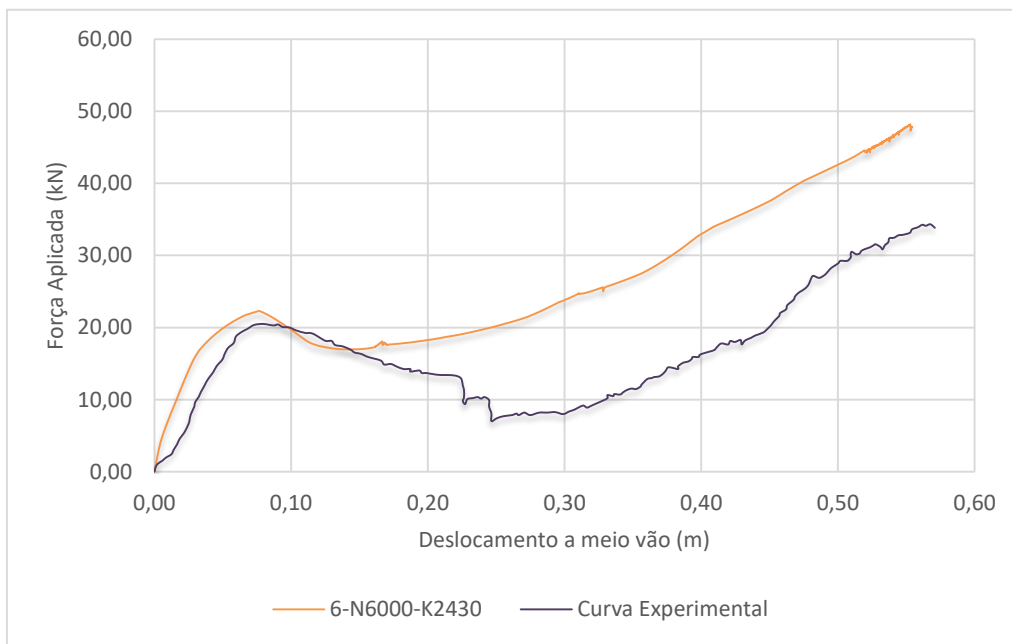


Figura 4.26 - Comparação da curva de capacidade com 6 elementos finitos com a curva experimental

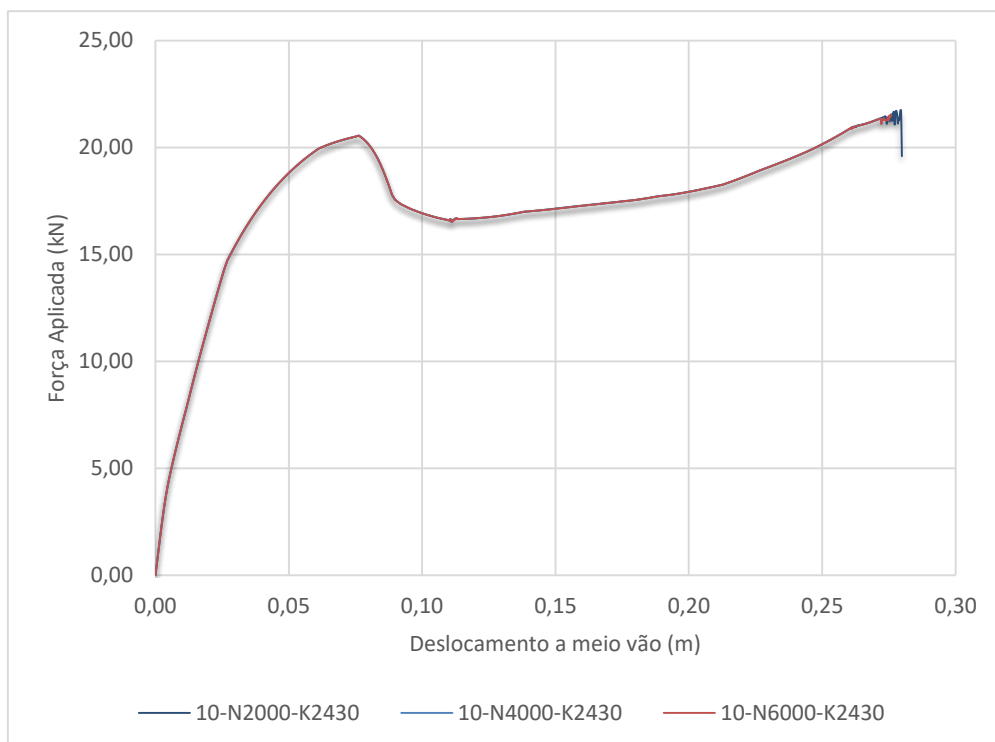


Figura 4.27 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 10 elementos para os diferentes passos de deslocamento

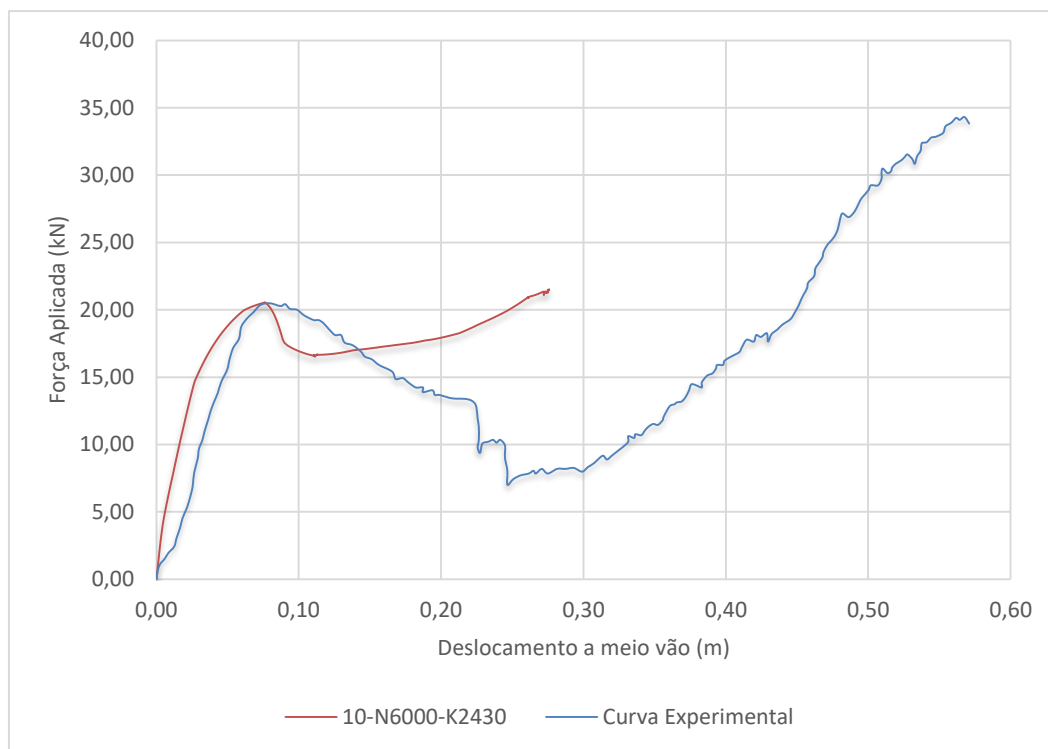


Figura 4.28 - Comparação da curva de capacidade com 10 elementos finitos com a curva experimental

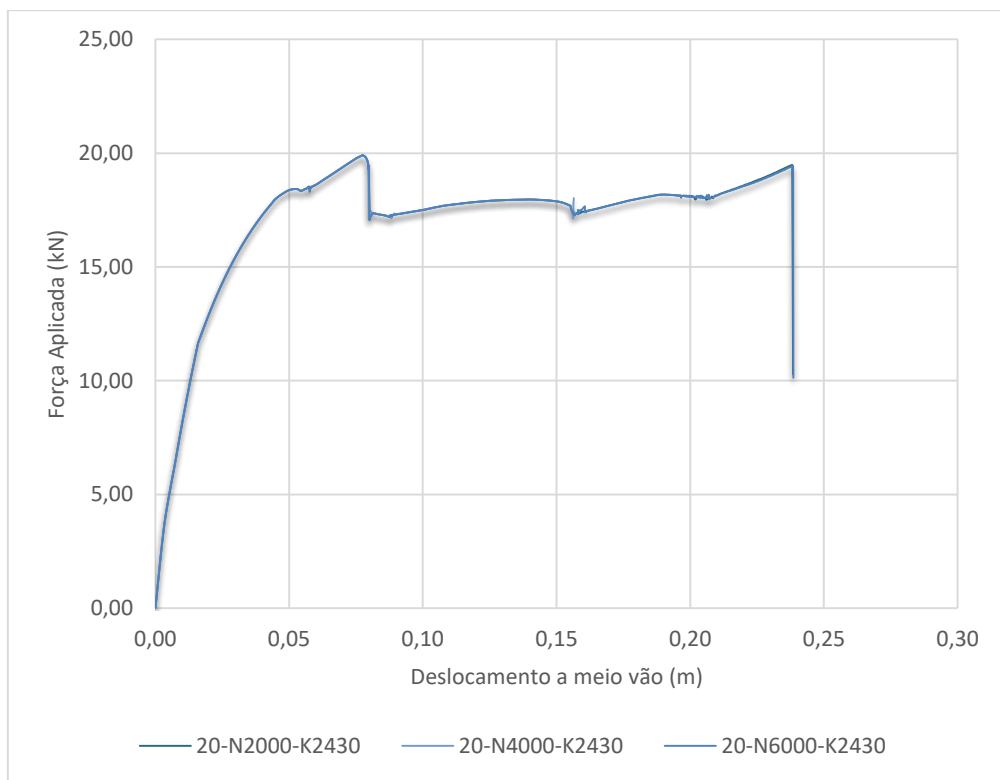


Figura 4.29 - Comparação das curvas de capacidade da estrutura com 20 elementos para os diferentes passos de deslocamento

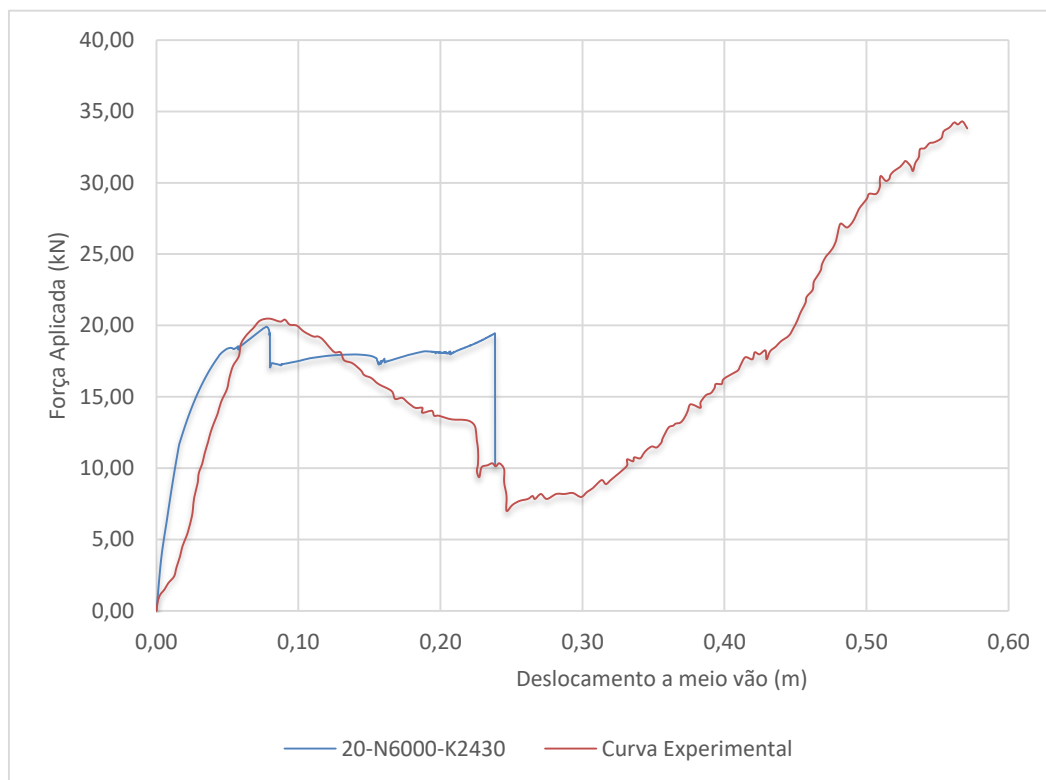


Figura 4.30 - Comparação da curva de capacidade com 20 elementos finitos com a curva experimental

#### 4.3.2.2. Esforços axiais dos elementos constituintes da estrutura

Tal como fizemos no modelo anterior, apresentamos os resultados do esforço axial, referentes às simulações com 4, 6 e 10 elementos, para um número de passos igual ao anteriormente utilizado.

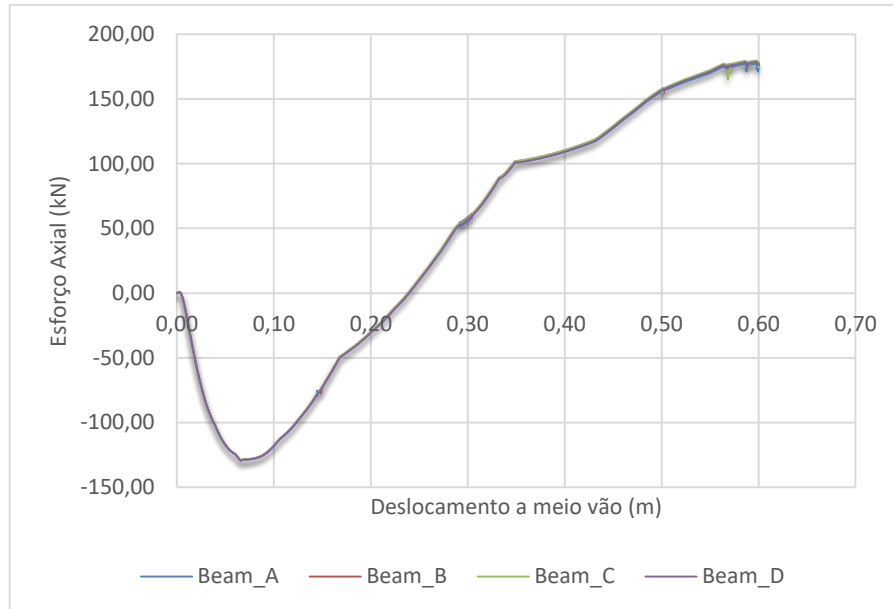


Figura 4.31 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=2000

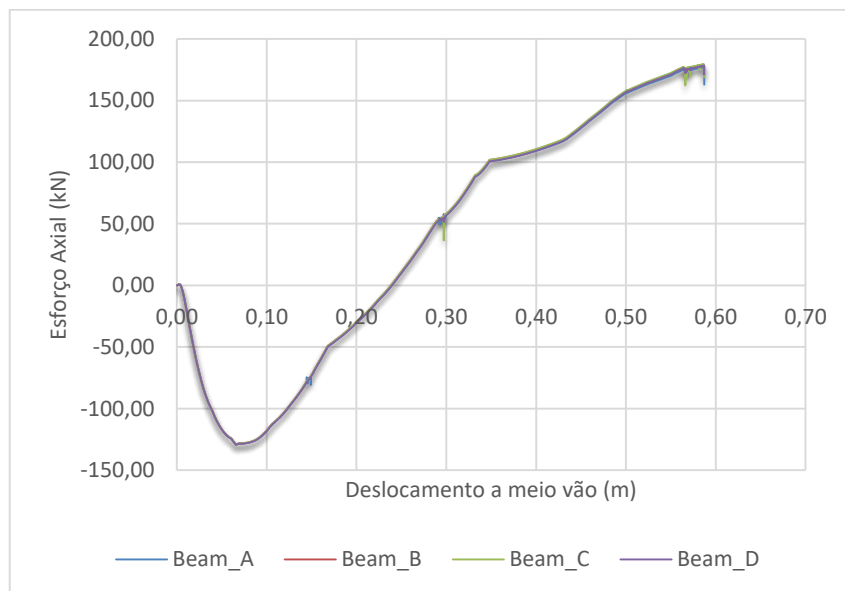


Figura 4.32 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=4000

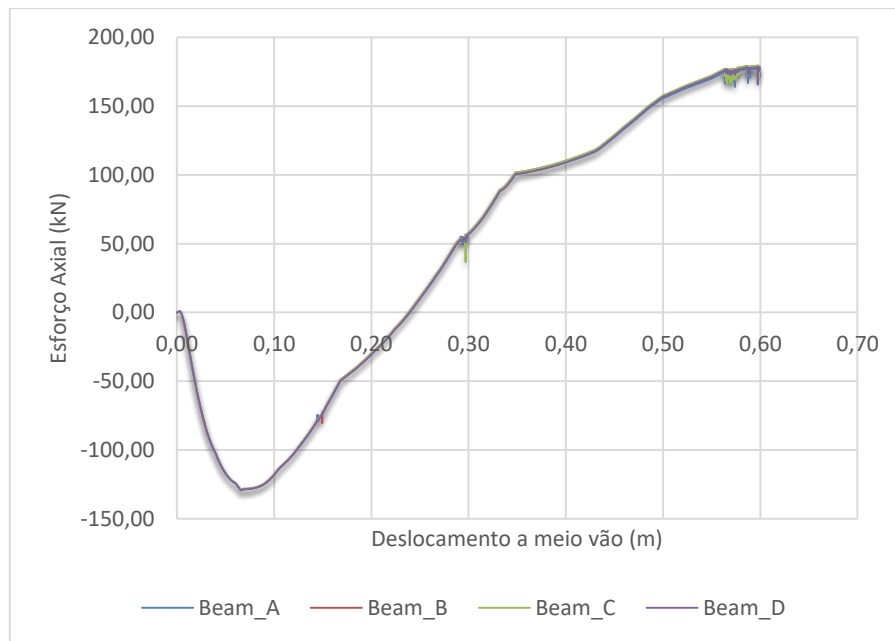


Figura 4.33 - Esforço axial da estrutura com 4 elementos para N=6000

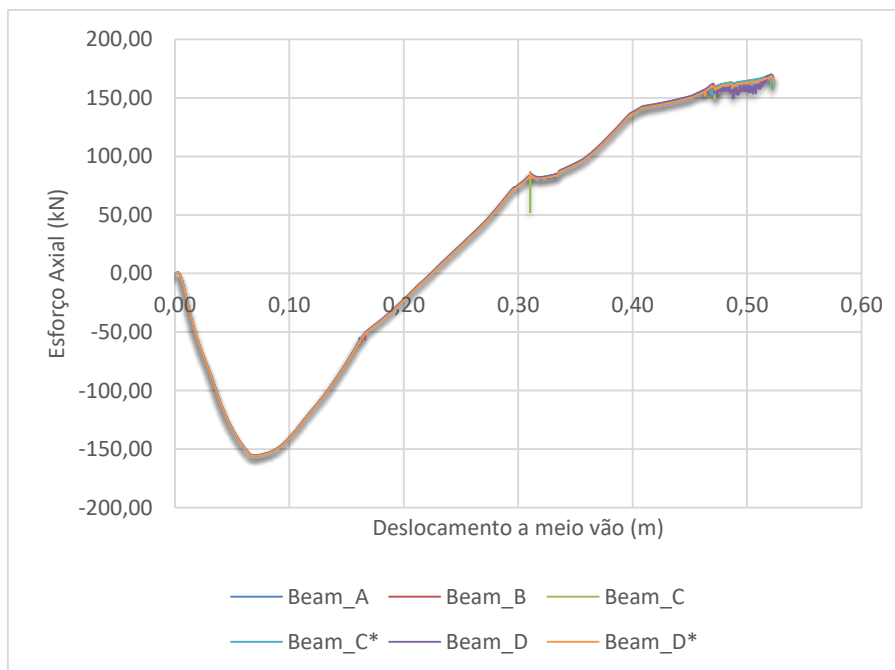


Figura 4.34 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=2000

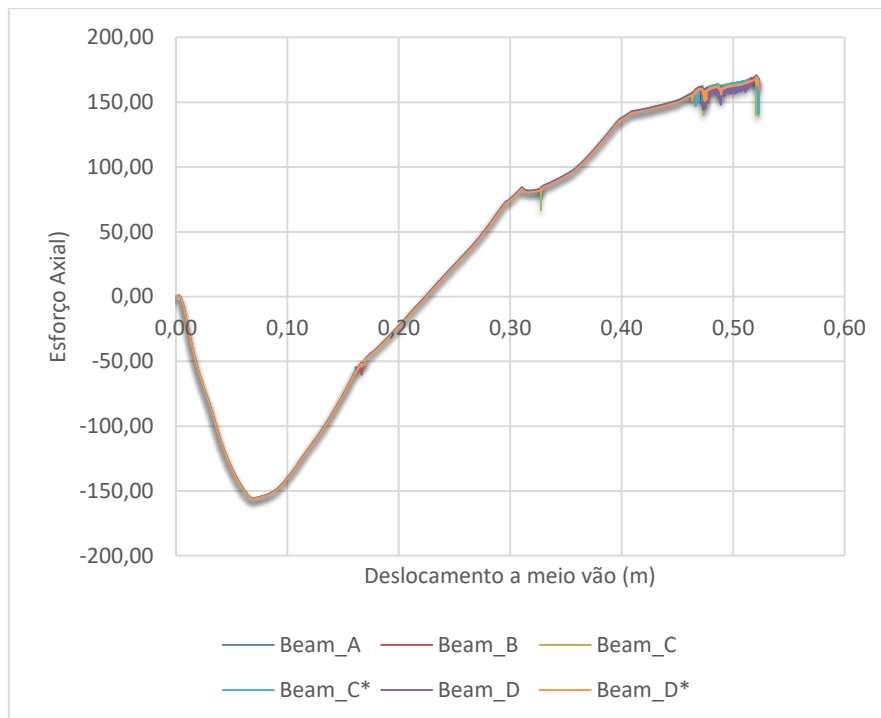


Figura 4.35 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=4000

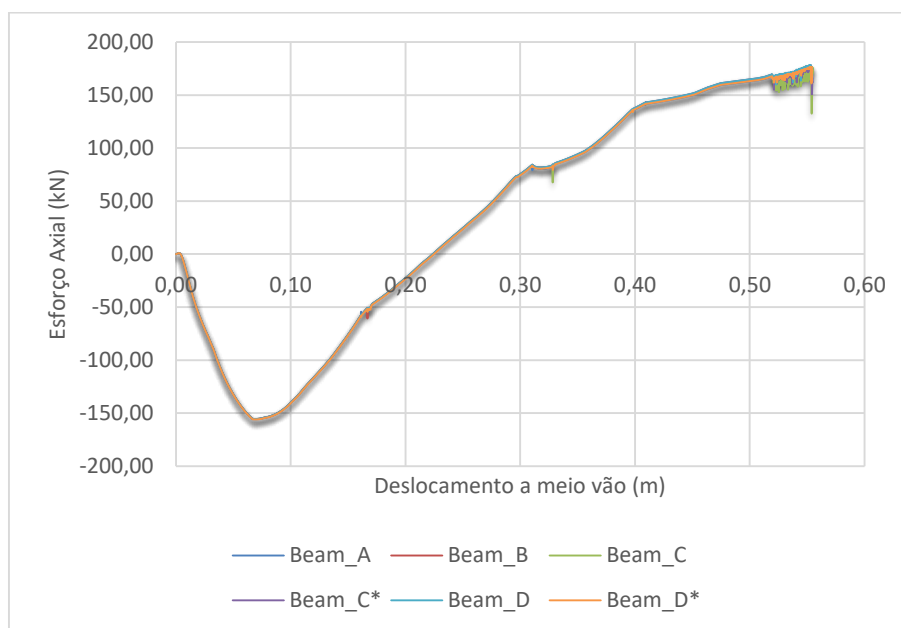


Figura 4.36 - Esforço axial da estrutura com 6 elementos para N=6000

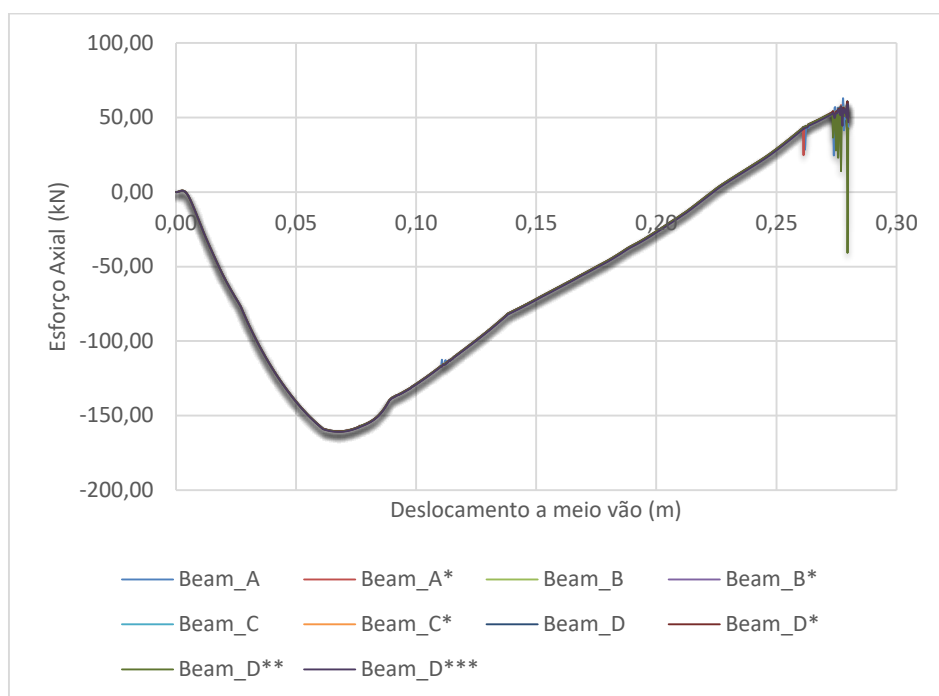


Figura 4.37 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para N=2000

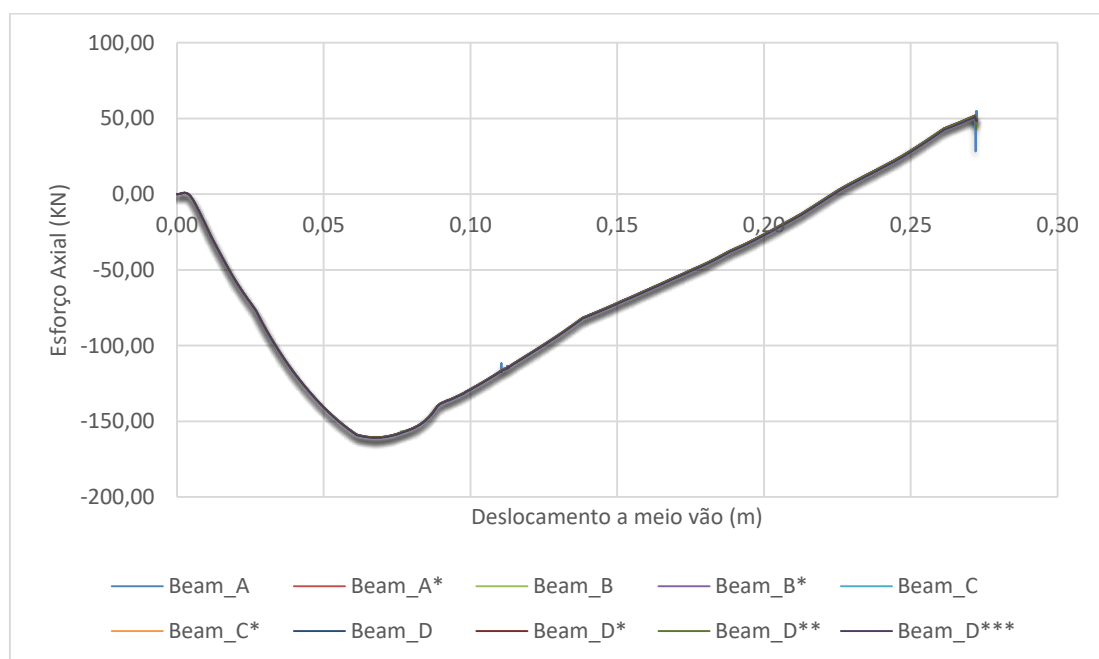


Figura 4.38 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos para N=4000



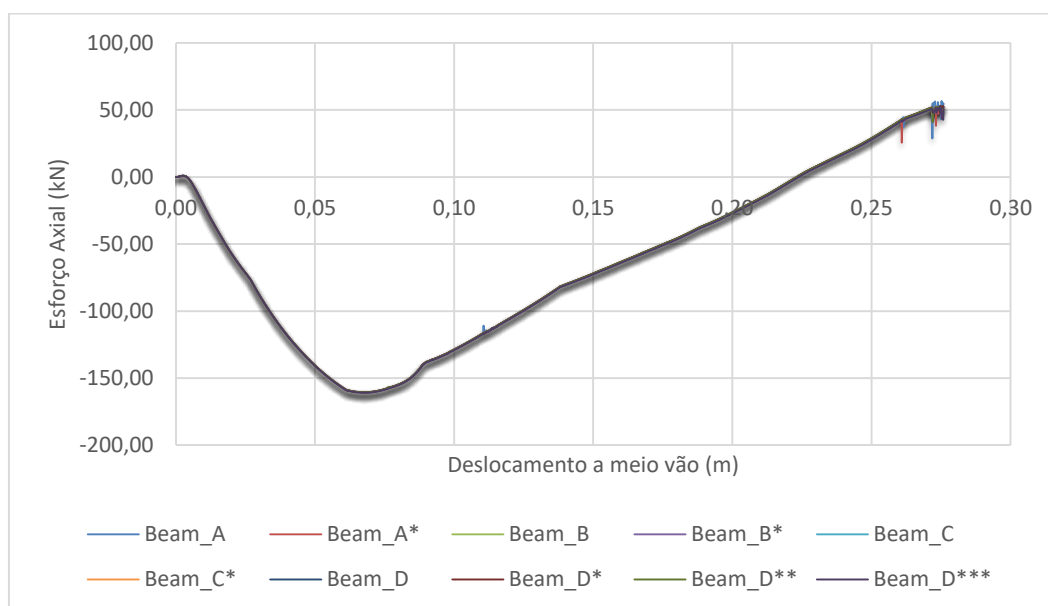


Figura 4.39 - Esforço axial da estrutura com 10 elementos N=6000

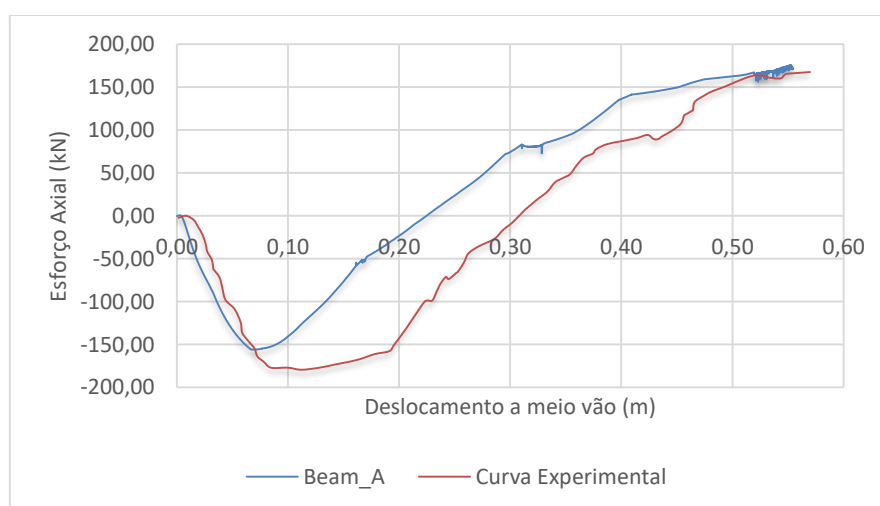


Figura 4.40 - Comparação do esforço axial do elemento (Beam\_A) para n=6000, da estrutura composta por 6 elementos finitos, com a curva experimental

Tal como no Modelo Rígido, a comparação com o resultado experimental foi efectuada com a estrutura composta por 6 elementos.

### 4.3.3. Análise e Comparação de Resultados dos Modelos Rígido e Semi-rígido

Neste subcapítulo, apresentam-se as conclusões da comparação dos resultados obtidos com os dois modelos testados e, conseqüentemente, com os resultados experimentais, e avalia-se a influência das condições de apoio no comportamento CAA e CA. Os resultados analisados com maior profundidade, foram os referentes à estrutura constituída por 6 elementos, uma vez que os resultados da estrutura constituída por 10 e 20 elementos, têm grande instabilidade numérica e o algoritmo de análise não corre até ao deslocamento imposto. No entanto, pode-se utilizar os resultados obtidos com 10 e 20 elementos finitos, para captar alguns fenómenos que as análises com menos elementos finitos não conseguiram descrever, ou para demonstrar a convergência dos modelos. Note-se que, apenas está a ser analisada metade da estrutura, logo os resultados posteriormente analisados, na prática, correspondem a uma estrutura composta por 12 elementos finitos.

Ao analisar a Figura 4.41, observa-se que, em ambos os modelos, as curvas de capacidade têm a configuração esperada, ilustrada pela curva de capacidade experimental. No entanto, analisando apenas a curva experimental, observa-se que, para um deslocamento de cerca de 0,50 mm, existe uma quebra abrupta da força aplicada, provavelmente atribuída à fractura das armaduras inferiores, na ligação a meio vão e nas vigas. Este comportamento, fractura das armaduras, não é captado por ambos os modelos. No entanto, discretizando mais o número de elementos finitos (20 elementos), Figura 4.42, observa-se o comportamento esperado.

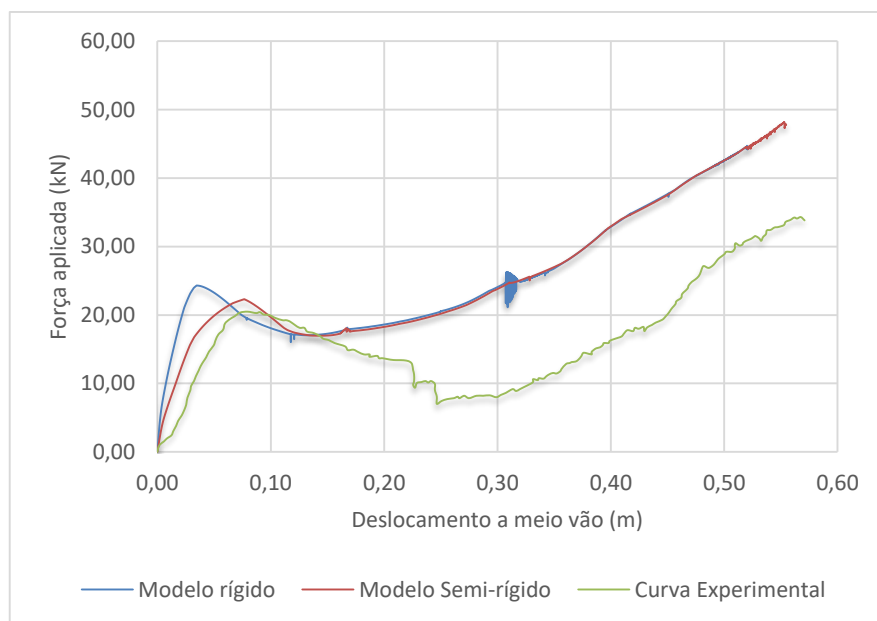


Figura 4.41 - Comparação das curvas de capacidade com 6 elementos finitos com a curva experimental

Outro aspecto importante, ao analisar-se a Figura 4.41, é a discrepância de valores entre os modelos e os resultados experimentais, a partir do deslocamento imposto de  $0,20\text{ mm}$  aproximadamente. Repare-se que, a diferença de valores é constante até ao fim do deslocamento imposto. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de, em ambos os modelos testados, a ruptura das armaduras não ter sido captadas pelas análises efectuadas, e daí resultar a diferença de valores mencionada.

É, ainda, de salientar que existe um erro de  $\varepsilon = 0,157$ , para o modelo rígido, e um erro de  $\varepsilon = 0,082$ , para o modelo semi-rígido, relativo ao valor máximo da acção de compressão em arco.

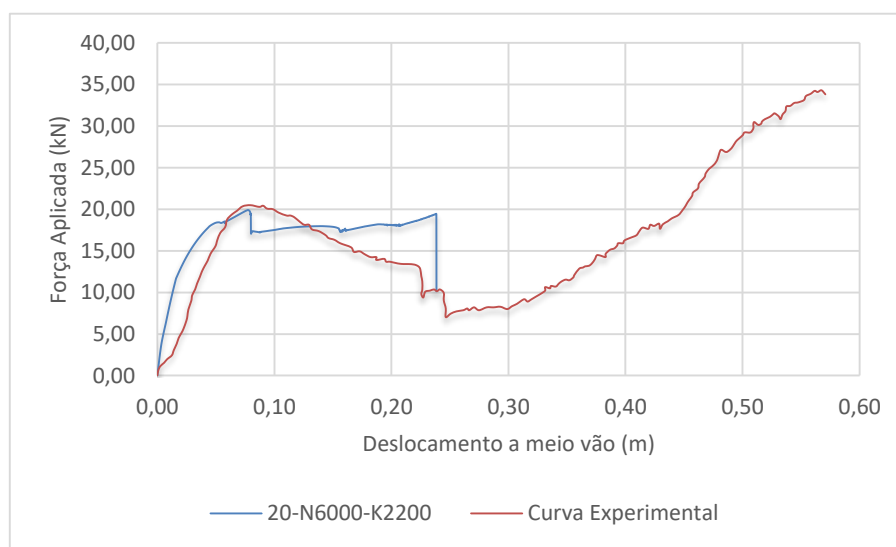


Figura 4.42 - Comparação da curva de capacidade do modelo semi-rígido com 20 elementos finitos com a curva experimental

No caso da estrutura composta por 10 e 20 elementos finitos, o erro é bastante reduzido e toma os valores de  $\varepsilon = 0,004$  e  $\varepsilon = 0,028$ .

Em relação aos esforços axiais (Figura 4.43), em primeira instância, pode-se afirmar que, em ambos os modelos, estes têm um comportamento semelhante ao do ensaio experimental. Comparando os dois modelos testados, constata-se que a introdução de uma flexibilidade de rotação, no plano x-y, aproxima ligeiramente os resultados numéricos aos resultados experimentais, pois, o esforço de compressão atinge o seu valor máximo para um maior valor de deslocamento (Modelo Semi-rígido).

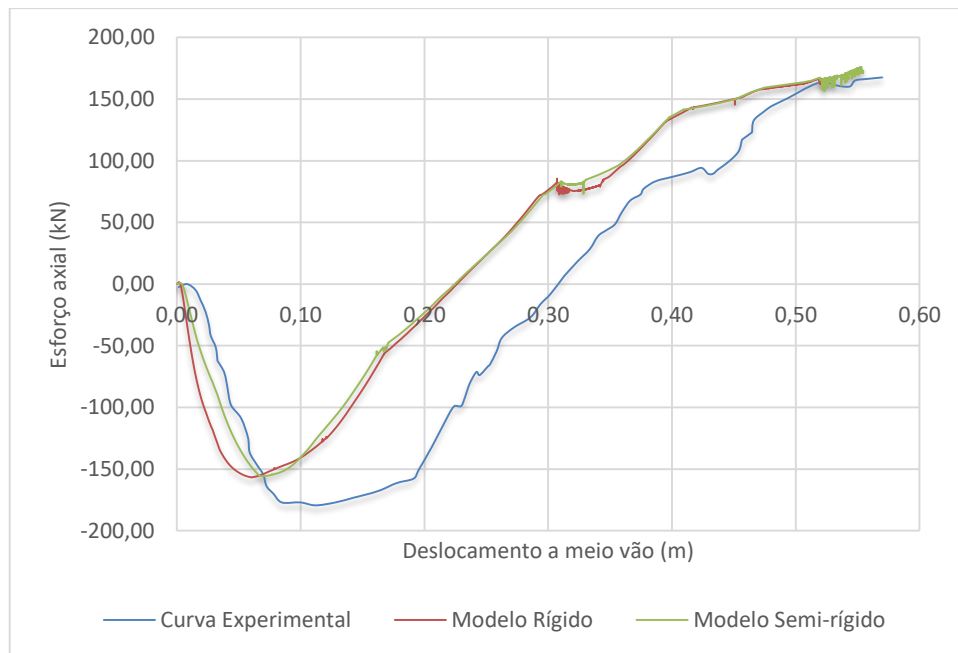


Figura 4.43 - Comparação dos esforços axiais dos modelos com 6 elementos finitos com a curva experimental

No entanto, observa-se que o esforço axial de compressão máximo, em ambos os modelos, não se verifica para um deslocamento de aproximadamente  $0,10\text{mm}$ , como se verifica na curva experimental, o que permite concluir que a rigidez de flexão têm pouca influência. Isto remete para outro tema, a influência da rigidez axial no comportamento de compressão em arco e no comportamento catenário. Se tivesse sido introduzida uma flexibilidade axial, o esforço de compressão máximo verificar-se-ia para um maior deslocamento.

Para demonstrar a influência da rigidez axial, no comportamento da estrutura sujeita a um deslocamento vertical, efectuou-se uma análise numérica (Figura 4.44).

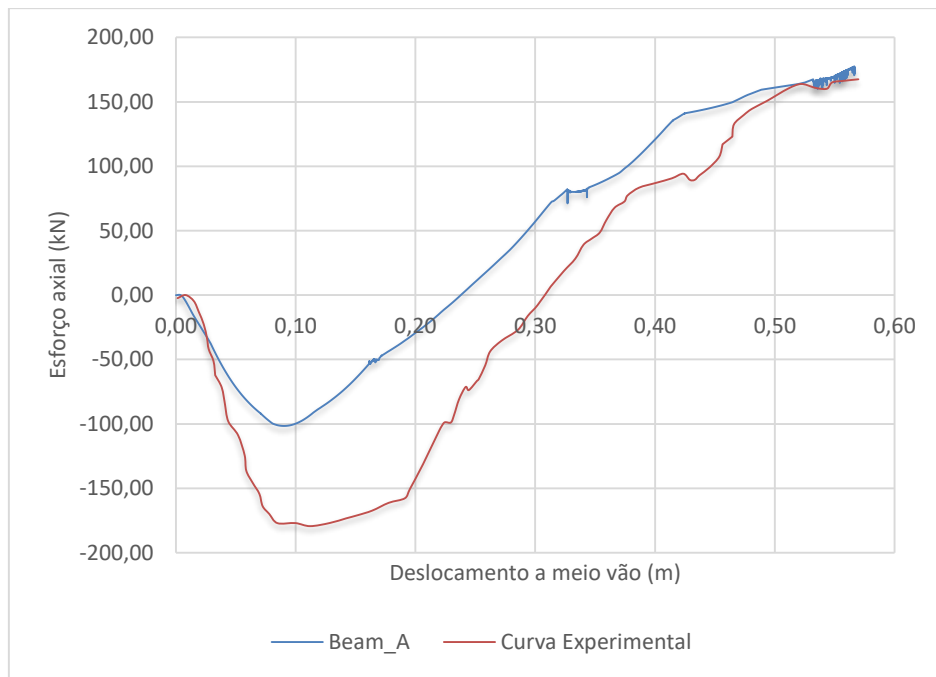


Figura 4.44 - Comparação dos esforços axiais do modelo semi-rígido com 6 elementos com flexibilidade axial com a curva experimental

Conforme era esperado, ao introduzir-se flexibilidade axial, o deslocamento para a qual ocorre a compressão máxima é maior. Obviamente, o valor máximo de compressão também diminuiu, devido á diminuição da rigidez axial.

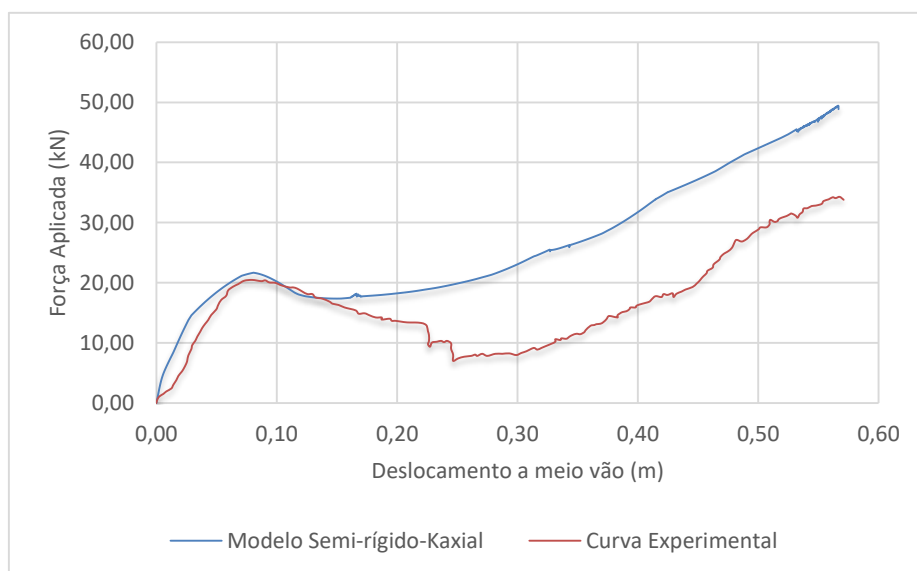


Figura 4.45 - Comparação das curvas de capacidade do modelo Semi-rígido com flexibilidade axial com a experimental

Ao analisar-se a curva de capacidade do modelo Semi-rígido com flexibilidade axial (Figura 4.45), nota-se que a introdução de rigidez axial, não reduz o pico de resistência da acção de compressão em arco.

#### 4.3.4. Análise da solução óptima e comparação com os resultados experimentais

Neste subcapítulo serão apenas apresentados os resultados do modelo semi-rígido, constituído por 6 elementos finitos, para o último passo de carga ( $n=6000$ ), e a sua comparação com os resultados experimentais.

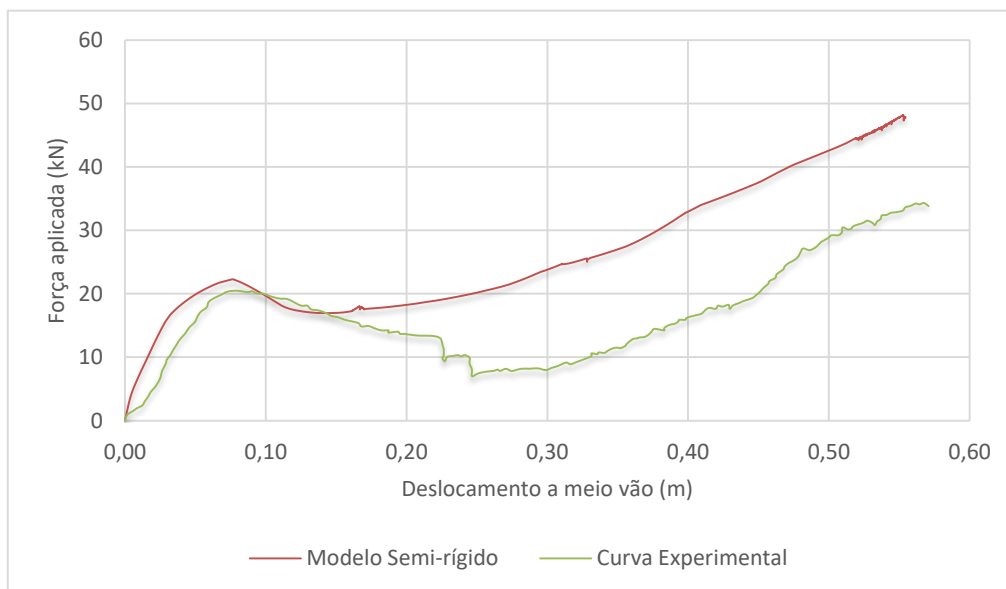


Figura 4.46 - Comparação da curva de capacidade com a curva experimental

Como referido anteriormente, a curva de capacidade numérica apresenta a configuração desejada e aproxima-se razoavelmente da curva de capacidade experimental (Figura 4.47), sendo possível observar os vários tipos de comportamento estrutural. A acção de flexão desenvolve-se até aos 20 mm, a acção de compressão de arco entre os 20 mm e os 200 mm e acção catenária a partir dos 200 mm. No entanto, pode-se constatar pela relação do esforço axial com o deslocamento a meio vão (Figura 4.47), que a acção de compressão em arco do modelo numérico não é da mesma ordem de grandeza quando comparada à do ensaio experimental. Isto advém do facto de a estrutura ensaiada experimentalmente apresentar uma maior flexibilidade axial. Outro aspecto relevante, é a divergência de valores da capacidade de carga última para o modelo numérico e o ensaio experimental. Tal como mencionado anteriormente, esta diferença é devido à fractura das armaduras inferiores, não captadas pelo modelo numérico.

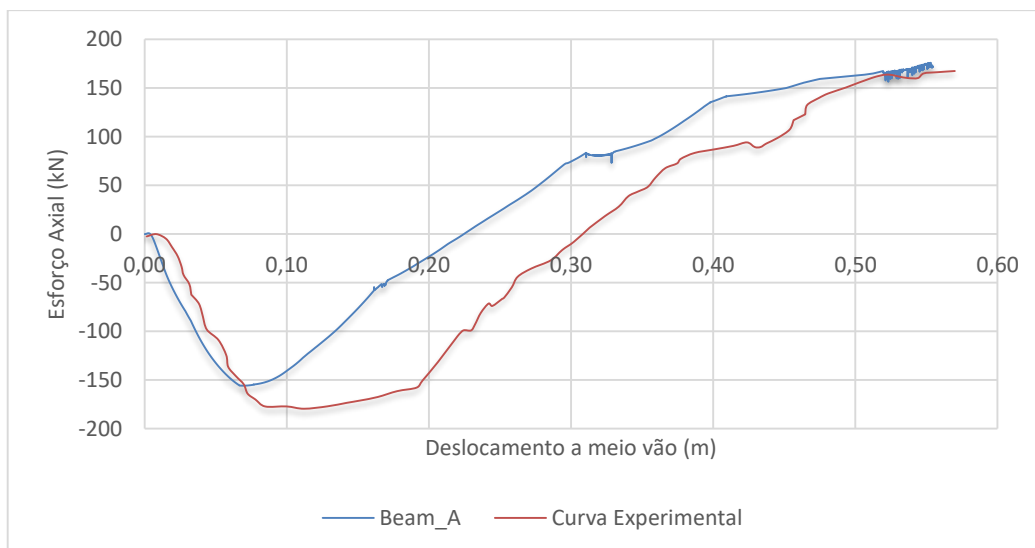


Figura 4.47 - Comparação do esforço axial do elemento (Beam\_A) com a curva experimental

Os valores máximos, para os vários tipos de comportamento estrutural, dos modelos testado e experimental, e analíticos, constam da tabela que se segue:

Tabela 4.5 - Valores críticos

Valor máximo	CAA(kN)	CA(kN)
Experimental	40,98	68,91
Numérico	44,62	95,68
Teórico	44,88	76,45

Estes valores teóricos foram calculados com base nas equações (5) e (9).

Como era esperado os resultados teóricos máximos obtidos para a acção de compressão em arco, são superiores aos valores máximos obtidos numericamente e experimentalmente, pois no modelo analítico não é considerado o esmagamento do betão, permanecendo constante a altura útil de secção.

Outra forma de avaliar os diferentes tipos de comportamento da estrutura é através das extensões dos varões de aço. Foram então extraídos resultados do modelo Semi-rígido composto por 6 elementos finitos para o último passo de carga ( $n=6000$ ).

Nos gráficos que se seguem, apresenta-se a comparação dos resultados numéricos obtidos na modelação com os experimentais, para diferentes secções (LD, LB e MD). As armaduras das secções mencionadas anteriormente encontram-se representadas nas Figura 4.48 e Figura 4.49 .

. Note-se que as armaduras são as mesmas para as duas situações, tendo sido utilizada uma nomenclatura diferente apenas para efeitos de comparação de resultados.

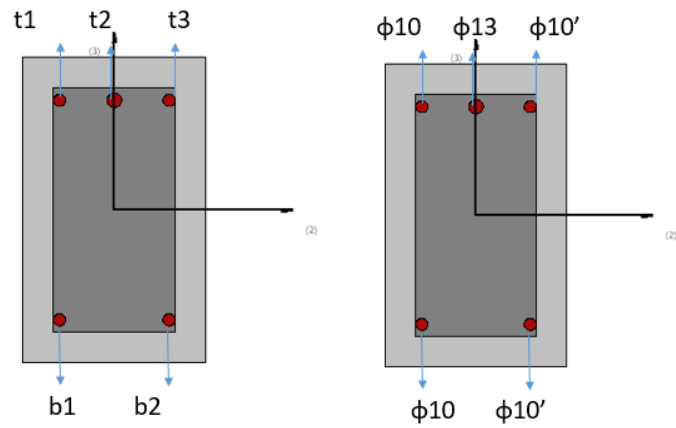


Figura 4.48-Armaduras referentes ao Ensaio Experimental

Figura 4.49-Armaduras referentes à Modelação Numérica

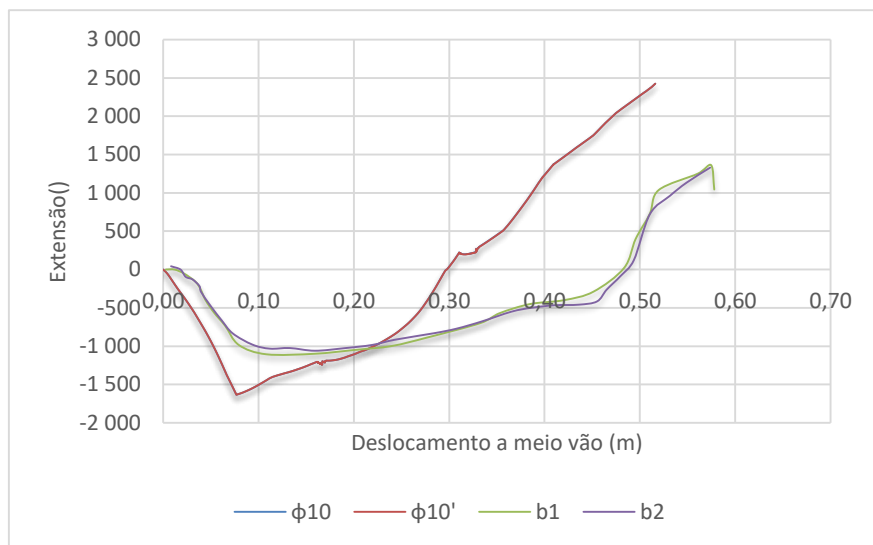


Figura 4.50 - Comparação das extensões das armaduras inferiores na secção LD



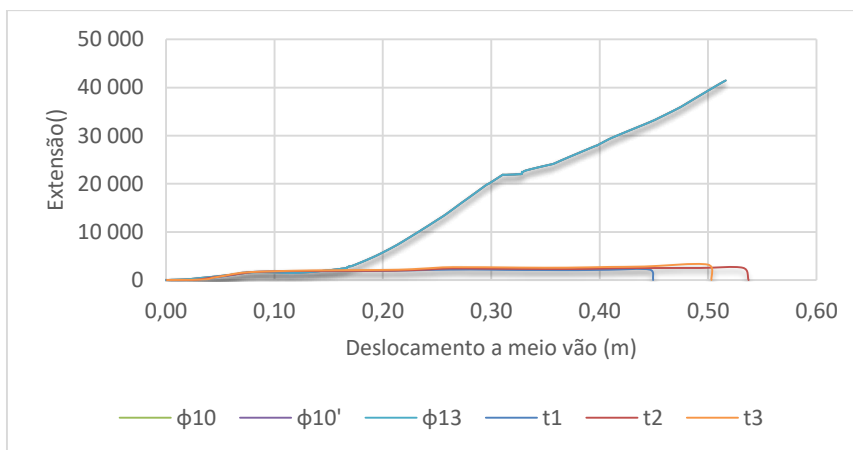


Figura 4.51 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção LD

A secção LD da viga encontra-se, inicialmente, para baixos valores de  $P$ , sujeita a um momento flector negativo. Isto conduz a valores axiais de tracção, nas armaduras superiores, e de compressão, nas armaduras inferiores. Com o aumento do carregamento  $P$ , toda a secção passa a estar traccionada, como é possível observar pela variação das extensões das armaduras inferiores de compressão para tracção (Figura 4.50), remetendo para o comportamento de acção catenária esperado. As armaduras superiores encontram-se sempre traccionadas, durante o ensaio, conforme esperado (Figura 4.51). Note-se que as extensões das armaduras resultantes do ensaio experimental permanecem constantes, a partir de um deslocamento a meio vão, na ordem dos 100 mm, em vez de aumentarem de valor. Tal facto, deve-se ao descolamento dos extensómetros das armaduras.

A secção LB, localiza-se perto da ligação a meio vão, pelo que está sujeita, inicialmente, a um momento flector actuante positivo, originando compressões nas armaduras superiores e tracções nas armaduras inferiores. Com o aumento do deslocamento, a meio vão, as armaduras inferiores ficam sujeitas a maiores esforços de tracção. Contudo, comparando os resultados experimentais com os resultados numéricos, observa-se que o comportamento de ambos não é semelhante (Figura 4.52). Esta diferença é devida ao facto de os extensómetros se terem deslocado das armaduras, durante o ensaio experimental, conduzindo a extensões constantes.

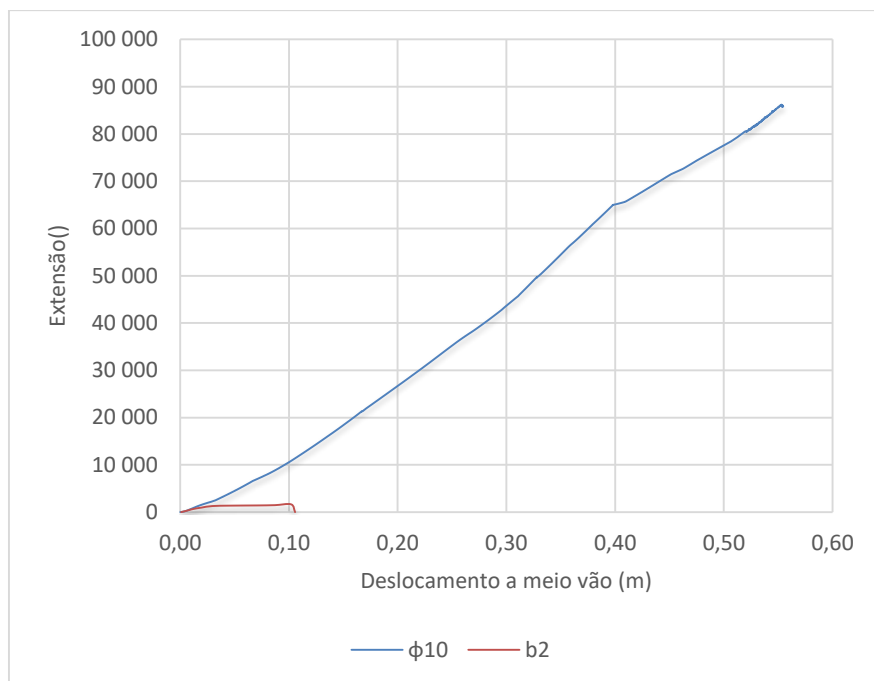


Figura 4.52 - Comparação das extensões das armaduras inferiores na secção LB

Analisando a Figura 4.53, verifica-se que os resultados numéricos se aproximam dos resultados experimentais. Contudo, as extensões das armaduras resultantes do ensaio numérico passam a estar traccionadas, para um deslocamento de aproximadamente 200 mm, enquanto as extensões derivadas do ensaio experimental passam a estar traccionadas, para um deslocamento, a meio vão, de cerca de 300 mm. Esta diferença é justificada pelo comportamento de compressão em arco, da estrutura modelada numericamente, não se desenvolver com a mesma extensão, quando comparado com o comportamento em arco, da estrutura ensaiada experimentalmente.

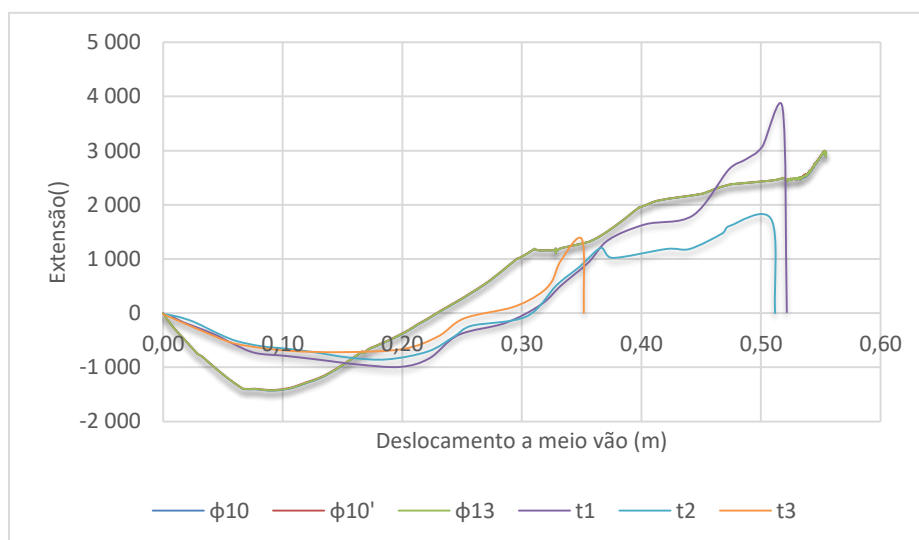


Figura 4.53 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção LB

Por último, apresenta-se os resultados das extensões das armaduras referentes à secção de meio vão (Figura 4.54 e Figura 4.55). Ao analisar-se as extensões das armaduras referentes à

modelação numérica, observa-se que estas nunca ficam comprimidas, ao contrário das extensões do ensaio experimental. Esta diferença é devido ao pouco desenvolvimento do comportamento de compressão em arco.

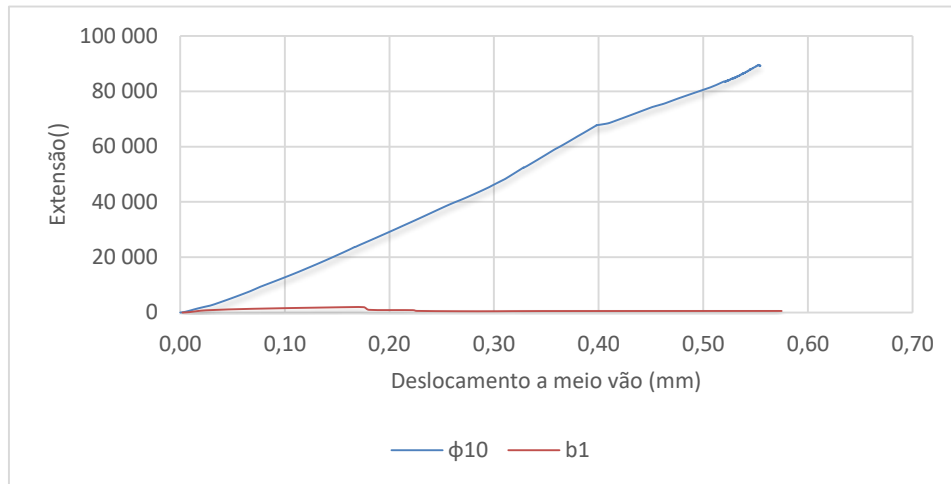


Figura 4.54 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção a meio vão

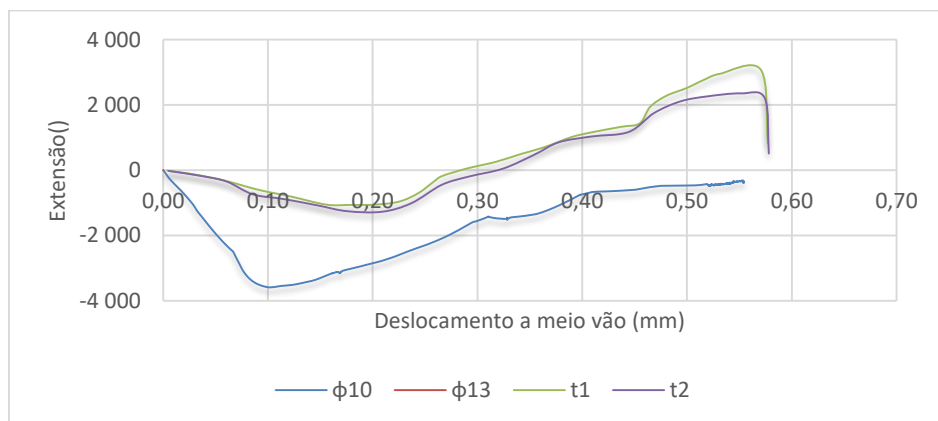


Figura 4.55 - Comparação das extensões das armaduras superiores na secção a meio vão

# Capítulo 5 - Conclusões e Trabalhos Futuros

Sintetizando, o presente trabalho teve objecto a modelação numérica e a avaliação da capacidade resistente de um pórtico, após o apoio central, onde assentam as vigas, ter sido removido. Foram propostos dois modelos de análise, com condições de apoio diferentes, na tentativa de conseguir uma aproximação máxima do comportamento do modelo ao da estrutura ensaiada em laboratório. Foram testados vários casos, com número de elementos finitos diversos, para os dois modelos propostos, sendo que os melhores resultados foram obtidos com seis elementos finitos, devido às instabilidades numéricas verificadas quando se utiliza um número maior de elementos. Contudo, existem fenómenos que apenas são captados recorrendo a um maior número de elementos.

Com o aumento do deslocamento a meio vão, imposto no estudo, foi possível observar diferentes tipos de comportamento da estrutura, ou seja, a acção de flexão, a acção de compressão em arco (CAA) e a acção catenária (CA).

Em ambos os modelos realizados, o comportamento catenário da estrutura começou por volta dos 200 mm. Relativamente ao comportamento de compressão em arco, pode-se afirmar que aumenta a resistência da estrutura, para pequenos deslocamentos, uma vez que o efeito  $P - \Delta$  não tem grande relevância e, também, devido ao esforço axial de compressão.

Ao comparar os resultados obtidos na modelação com os experimentais, conclui-se que, em ambos os modelos, se pode avaliar os três diferentes comportamentos da estrutura. Contudo, em termos gerais, os resultados do modelo Semi-rígido aproximam-se de forma mais clara dos resultados experimentais, com excepção dos resultados dos esforços axiais, uma vez que, para isso, era imperativo ter sido testada a flexibilidade axial. Por último, pode-se afirmar que, para altos valores de rigidez rotacional, a capacidade máxima de CAA não é afectada, bem como a capacidade última da acção catenária. Relativamente à rigidez axial, conclui-se que, quanto mais baixa for, mais rapidamente é solicitada a acção catenária.

Como futuros trabalhos a desenvolver, propõe-se:

- Aprofundar a análise da influência da rigidez axial e rotacional, no comportamento de compressão em arco e na acção catenária;
- Utilização do modelo numérico proposto para outros casos de estudo.

# Bibliografia

Alogla, K., Weekes, L., and Augustus Nelson, L. (2017). Theoretical assessment of progressive collapse capacity of reinforced concrete structures. *Mag. Concr. Res.* 69, 145–162.

American Society of Civil Engineers (1994). Minimum design loads for buildings and other structures (Amer Society of Civil Engineers).

Cavaco, E.S., Casas, J.R., Neves, L.A., and Huespe, A.E. (2013). Robustness of corroded reinforced concrete structures—a structural performance approach. *Struct. Infrastruct. Eng.* 9, 42–58.

Chen, Y.-L., Huang, L., Lu, Y.-Q., Deng, L., and Tan, H.-Z. (2016). Assessment of structural robustness under different events according to vulnerability. *J. Perform. Constr. Facil.* 30, 04016004.

Corley, W.G., Sr, P.F.M., Sozen, M.A., and Thornton, C.H. (1998). The Oklahoma City bombing: Summary and recommendations for multihazard mitigation. *J. Perform. Constr. Facil.* 12, 100–112.

Crawford, J.E. (2002). Retrofit methods to mitigate progressive collapse. p.

DoD, U. (2009). UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse. US Dep. Def. Wash. DC USA.

Ellingwood, B., Smilowitz, R., DUSENBERRY, D., Duthinh, D., Lew, H., and Carino, N. (2007a). NISTIR 7396. Best Pract. Reducing Potential Progress. Collapse Build. 171–194.

Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., and Carino, N.J. (2007b). Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NIST InteragencyInternal Rep. NISTIR-7396.

Faber, M.H. (2007). Risk and safety in civil engineering. Lect. Notes Swiss Fed. Inst. Technol. Zurich.

Frangopol, D.M., and Curley, J.P. (1987). Effects of damage and redundancy on structural reliability. *J. Struct. Eng.* 113, 1533–1549.

GSA, U. (2003). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. Wash. DC.

Haselton, C.B., Liel, A.B., Dean, B.S., Chou, J.H., and Deierlein, G.G. (2007). Seismic collapse safety and behavior of modern reinforced concrete moment frame buildings. In *Structural Engineering Research Frontiers*, pp. 1–14.

Kozlova, P. (2013). The phenomenon of progressive collapse according to Russian norms.

Laranjeiras, A. (2011). Colapso progressivo dos edifícios: breve introdução. *TQS News* 36–48.

Leyendecker, E.V., and Fattal, S.G. (1977). Investigation of the Skyline Plaza Collapse in Fairfax County, Virginia (NBS BSS 94).

- Li, Y., Lu, X., Guan, H., and Ye, L. (2011). An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Eng. Struct.* 33, 2931–2942.
- Lind, N.C. (1995). A measure of vulnerability and damage tolerance. *Reliab. Eng. Syst. Saf.* 48, 1–6.
- Osteraas, J.D. (2006). Murrah building bombing revisited: A qualitative assessment of blast damage and collapse patterns. *J. Perform. Constr. Facil.* 20, 330–335.
- Pearson, C., and Delatte, N. (2005). Ronan point apartment tower collapse and its effect on building codes. *J. Perform. Constr. Facil.* 19, 172–177.
- Schellhammer, J., Delatte, N.J., and Bosela, P.A. (2012). Another look at the collapse of Skyline Plaza at Bailey’s Crossroads, Virginia. *J. Perform. Constr. Facil.* 27, 354–361.
- Schlangen, H. (1993). Experimental and numerical analysis of fracture processes in concrete. *HERON* 38 2 1993.
- Thompson, D., Brown, S., Mallonee, S., and Sunshine, D. (2004). Fatal and non-fatal injuries among US Air Force personnel resulting from the terrorist bombing of the Khobar Towers. *J. Trauma Acute Care Surg.* 57, 208–215.
- Wang, H., Su, Y., and Zeng, Q. (2011). Design methods of reinforce-concrete frame structure to resist progressive collapse in civil engineering. *Syst. Eng. Procedia* 1, 48–54.
- Yu, J., and Tan, K.H. (2012). Partial hinge detailing to improve catenary action of reinforced concrete frames.
- Yu, J., and Tan, K.-H. (2013). Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. *Eng. Struct.* 55, 90–106.